JAHRGANG 69. 1919. HEFT 10 BIS 12.

Das Oberpräsidialdienstgebäude in Breslau.

(Mit Abbildungen auf Blatt 29 bis 31 im Atlas.)



Abb. 1. Ansicht des Oberpräsidiums (Hatzfeldsches Palais) in der Albrechtstraße.

Inmitten der Altstadt Breslaus, in der Albrechtstraße schräg gegenüber dem Hauptpostamt, erhebt sich die ruhige und vornehme Fassade des alten Oberpräsidiums (Text-Abb. 1). Der Bau wurde im Jahre 1766/74 von Langhans dem Älteren für den Grafen v. Hatzfeld an Stelle des 1722/25 von Christoph Hackner ausgeführten, 1760 von den Österreichern in Brand geschossenen Barockpalais errichtet. Im Jahre 1802 ging das Gebäude in den Besitz des Kgl. preuß. Staatsfiskus über und diente von da an als Sitz der Kgl. Regierung. Als diese im Jahre 1886 nach Fertigstellung des Neubaues am Lessingplatz in ihr neues Heim übersiedelte (Jahrg. 1890 d. Z. S. 5 Bl. 2 bis 6), wurde das alte Hatzfeldsche Palais dem Oberpräsidium der Provinz Schlesien als Geschäftsgebäude sowie als Dienstwohnung des Oberpräsidenten zur Verfügung gestellt. Es zeigte sich aber schon bald, daß infolge des schnellen Anwachsens der Dienstgeschäfte des Oberpräsidiums und der angegliederten Behörden — der Oderstrombauverwaltung und des Provinzial-Schulkollegiums — der vorhandene Platz bei weitem nicht mehr ausreichte. Viele Diensträume mußten in angemieteten Wohnungen untergebracht werden. Um diesem auf die Dauer unhaltbaren Zustande ein Ende zu machen, wurden bereits im Jahre 1906 Verhandlungen über einen zu errichtenden Neubau gepflogen.

Man entschloß sich, das durch die Ziegengasse vom Oberpräsidium getrennte fiskalische Grundstück Albrechtstraße 31 für den Bau in Anspruch zu nehmen und durch Ankauf des Grundstückes Nr. 30 so weit zu vergrößern, daß alle Räume untergebracht werden konnten. Die Inangriffnahme des Neubaues verzögerte sich aber dadurch, daß infolge langjähriger Mietverträge hohe Abstandsgelder gefordert wurden, die nicht bewilligt werden konnten. Sodann traten neue Raumbedürfnisse auf, welche durch weiteren Ankauf des in der Ziegengasse angrenzenden Grundstückes befriedigt werden sollten, doch konnte ein angemessener Preis nicht erzielt werden. Da außerdem auch die notwendige Überbrückung der Ziegengasse behufs Herstellung einer Verbindung mit dem Neubau auf Schwierigkeiten gestoßen wäre, überdies auch eine solche Verbindung geschäftlich stets mangelhaft gewesen wäre, ließ man den ganzen Plan fallen und faßte einen Erweiterungsbau nach dem Neumarkt zu ins

Auge (Text-Abb. 3). Es gelang, sämtliche Grundstücke des ganzen Baublocks bis zum Neumarkt zu erwerben, und dadurch einen Bauplatz zu gewinnen, in dem sowohl das Oberpräsidium, als auch noch andere Behörden untergebracht werden konnten. Hierbei mußten leider ein hinter dem Hatzfeldschen Palais in friederizianischer Zeit hergestellter Bau, der lange Jahre das Provinzial-Schulkollegium beherbergt hatte, ebenso wie die am Neumarkt stehenden alten Bürgerhäuser mit stattlichen Giebelaufbauten zum Abbruch gelangen. Die bisherige Bebauung dieser Grundstücke mit zahllosen kleinen Höfen und dunkeln Winkeln ohne Licht und Luft stand aber mit unseren heutigen baupolizeilichen und gesundheitlichen Grundsätzen so sehr in Widerspruch, daß ihr Verschwinden — zum Teil auch wegen ihrer Baufälligkeit — doch nur eine Frage kurzer Zeit gewesen wäre.

Im alten Oberpräsidialgebäude waren die wichtigsten Diensträume im zweiten Stockwerk, die anderen teils im Erdgeschoß, teils im Zwischengeschoß untergebracht, wo auch die Rentenbank der Provinz Schlesien Platz gefunden hatten. Die Wohnung des Oberpräsidenten nahm außer dem Hauptgeschoß mit seinen Festräumen einen Teil der an der Langenholzgasse gelegenen Räume des Erdgeschosses und Zwischengeschosses in Anspruch. Die Folge dieser Raumeinteilung war ein vielfaches Durchkreuzen von Dienst- und Wohnverkehr, zumal sich auch das dienstliche Arbeitszimmer nebst Empfangszimmer des Oberpräsidenten inmitten der Wohnräume befanden. Um eine tunlichste Scheidung von Wohn- und Dienstverkehr zu erreichen, wurden im wesentlichen die Diensträume in den Erweiterungsbau gelegt und der Altbau den Wohnungen des Oberpräsidenten und einiger Unterbeamten vorbehalten, und nur die Rentenbank im Erdgeschoß und Zwischengeschoß an der Langenholzgasse belassen. Dort erhielten diese Diensträume einen neuen Zugang, der zugleich auch zu der früher nur vom Hauptportal aus erreichbaren Nebentreppe führt. Die Wohn-, Schlaf- und Wirtschaftsräume des Oberpräsidenten wurden in das zweite Stockwerk — das dritte Obergeschoß (Abb. 3 Bl. 30) — verlegt, so daß das Hauptgeschoß (Abb. 2 Bl. 30) die Festräume und die Dienstzimmer des Oberpräsidenten enthält, die unmittelbar an den Erweiterungsbau anschließen. Die drei neuen Flügelbauten des letzteren sind unter Einhaltung der vorgeschriebenen Baufluchten um einen großen als Garten hergerichteten Binnenhof so gruppiert, daß im späteren Bedarfsfalle ein Zwischenbau die Flügelbauten an den Stellen verbinden soll, wo die Nebentreppen angeordnet sind. An der Langenholzgasse wurde der an den Altbau anschließende Teil so weit zurückgesetzt, daß an der Straße Raum für einen kleinen Wirtschaftshof entstand (Abb. 2 Bl. 29). Von wesentlichem Einfluß auf die Entwurfbearbeitung des Erweiterungsbaues waren die Höhen der Geschosse des Altbaues. Die Abmessungen betragen im Erdgeschoß 4,30 m, im Zwischengeschoß 3 m, im ersten Obergeschoß (Hauptgeschoß) 6,90 m und im zweiten Obergeschoß 5,60 m. Da im Erweiterungsbau ausschließlich gleichartige Diensträume unterzubringen waren, konnten diese Höhen nicht beibehalten werden. Als Ausgangspunkt für die Anordnung der Geschosse diente die Höhenlage des Hauptgeschosses im Altbau, auf den der Fußboden des zweiten Obergeschosses im Erweiterungsbau gelegt worden ist (Abb. 3 Bl. 31). Bei den übrigen

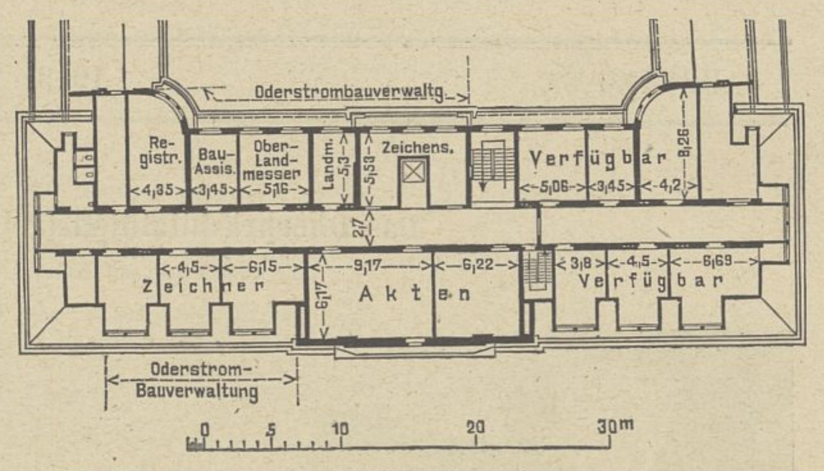


Abb. 2. Viertes Obergeschoß.

Geschossen war eine Verbindung nicht erforderlich und auch nur im Zwischengeschoß des Altbaues und ersten Stockwerk des Neubaues durch Einlegen von Zwischenstufen möglich. Die Geschoßhöhen konnten daher im übrigen innerhalb der verfügbaren Grenzen frei gewählt werden. Hierbei wurde der günstige Umstand ausgenutzt, daß die Ziegengasse und die Langenholzgasse nach dem Neumarkt hin ein ziemlich starkes Gefälle haben und daher die Möglichkeit vorlag, am Binnenhofe noch gut belichtete Räume

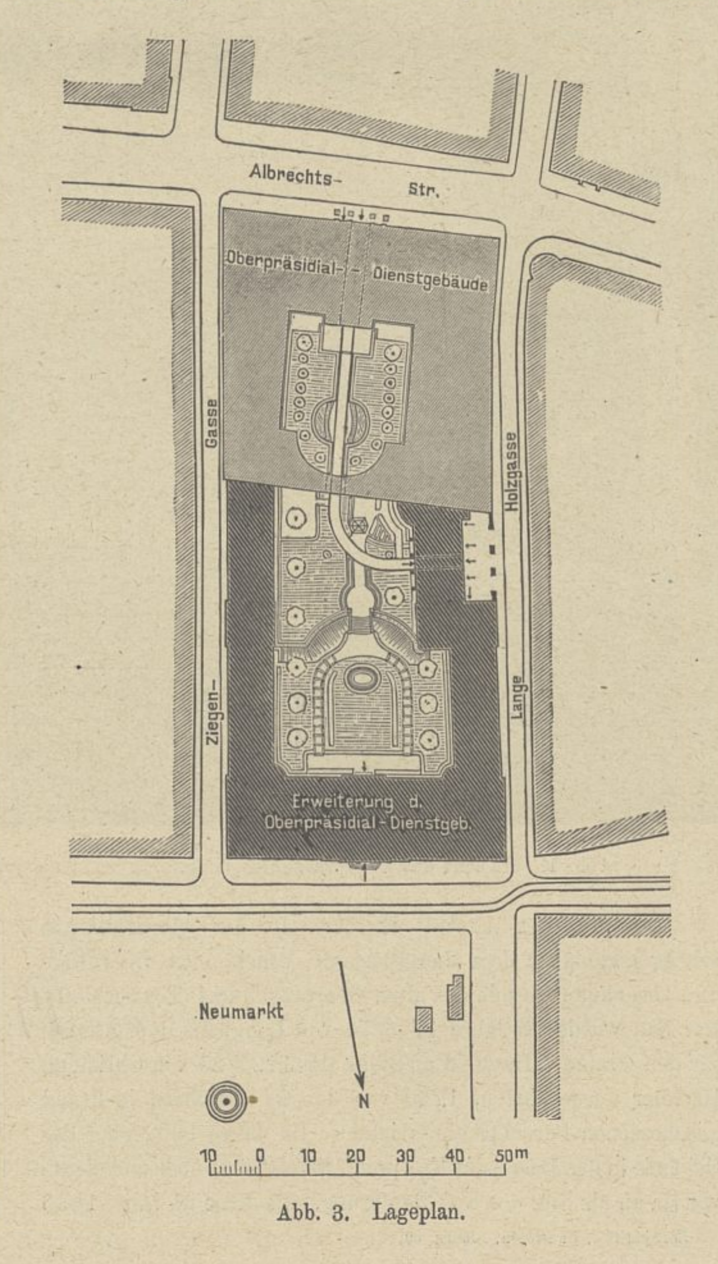


Abb. 3. Lageplan.



Abb. 4. Ansicht des Neubaues des Oberpräsidiums am Neumarkt.

im Untergeschoß zu gewinnen. Für das Erdgeschoß und erste Obergeschoß ergaben sich Höhen von je 3,70 m, die für Diensträume wohl als etwas niedrig, aber doch noch ausreichend anzusehen sind.

Auch in den beiden oberen Geschossen (zweites und drittes Obergeschoß), bei denen die Höhe durch nichts beschränkt war, wurden die Maße mit Rücksicht auf die Gleichartigkeit der Diensträume nicht wesentlich vergrößert, sie betragen im zweiten Obergeschoß 4 m und im dritten Obergeschoß 3,80 m (Abb. 3 Bl. 31). Von der Ausführung des oben erwähnten Zwischenbaus wurde vorläufig Abstand genommen, da die Flügelbauten ausreichten, um das Oberpräsidium mit der Oderstrombaudirektion, das Provinzial-Schulkollegium und das Oberversicherungsamt unterzubringen. Um aber das wervolle Grundstück möglichst auszunutzen, wurde das Dachgeschoß sowohl des Hauptbauteiles am Neumarkt als auch der Flügelbauten ausgebaut (Text-Abb. 2). Die Dachaufbauten der großen Fenster am Neumarkt wurden möglichst schlicht gehalten, um das Platzbild nicht zu beeinträchtigen (Text-Abb. 4 und Abb. 1 Bl. 30). Auf der Hofseite kam ein voll ausgebautes Mansardgeschoß zur Ausführung.

Im Hauptbauteil am Neumarkt ist ein Mittelflur mit beiderseitigen Diensträumen angeordnet, in den beiden Seitenflügeln einseitige Besetzung mit den Fluren auf den Straßenseiten, da die Lage der Diensträume nach dem 30 bzw. 36 m breiten Hof hin einerseits eine gute Beleuchtung, anderseits Schutz gegen die Störungen durch den Straßenverkehr gewährt. Bei der geringen Breite der Seitenstraße reichte die baupolizeilich zulässige Fronthöhe der anliegenden Bauteile für den Ausbau von vier Geschossen nicht aus. Das dritte Obergeschoß wurde deshalb an der Straßenseite um die Breite der unteren Flure zurückgesetzt (Abb. 1 Bl. 31). — Die Verteilung der Behörden auf die einzelnen Bauteile ist aus den Grundrissen (vgl. Bl. 29 u. 30) ersichtlich. Sie ist aber schon jetzt nicht mehr zutreffend, weil zahlreiche Bureaus für Kriegswirtschaftszwecke haben be-



Abb. 5. Eingangshalle.

reitgestellt werden müssen. — Den Verkehr vermitteln eine Haupttreppe mit eingebautem Fahrstuhl, zwei Nebentreppen und ein Lastaufzug am Wirtschaftshof. Der Garten ist in dem an den Neumarktflügel anschließenden Teil durch Abschachten so weit vertieft, daß der Fußboden des Untergeschosses nur 40 bis 50 cm unter Gelände liegt, und daher drei gute Wohnungen für Unterbeamte gewonnen werden konnten. Die nach dem Neumarkt gelegenen Räume des Sockelgeschosses dienen zur Aufbewahrung zurückgelegter Akten. Zu beiden Seiten der Durchfahrt am Wirtschaftshof liegen zwei Unterstände für Kraftwagen, der eine ist als Werkstätte für kleinere Ausbesserungen eingerichtet und zu diesem Zwecke mit einer Arbeitsgrube versehen.

Der Altbau ist in seiner äußeren Erscheinung bis auf unwesentliche Kleinigkeiten unverändert geblieben; im Innern dagegen sind infolge der veränderten Raumbestimmung bauliche Veränderungen zur Ausführung gekommen. Das Obergeschoß hat einen durchgehenden Flurgang und eine neue Raumeinteilung erhalten. Zur Verbindung der beiden Geschosse der Dienstwohnung wurde an Stelle einer dunkeln Steintreppe eine Eichenholztreppe eingebaut, die die Dielen beider Geschosse verbindet. Zur Beleuchtung der oberen Diele wurde ein großes Oberlicht in die Dachfläche eingebaut. Der im Flügel an der Ziegengasse gelegene, auch für große dienstliche Sitzungen bestimmte Festsaal (Text-Abb. 6) ist um zwei Fensterachsen vergrößert und eine besondere Festsaalküche mit Vorratsraum im anschließenden Flügel des Erweiterungsbaues angelegt worden. Geräumige Kleiderablagen für die Benutzung des Festsaales liegen im Zwischengeschoß des Flügels an der Ziegengasse und den anschließenden Räumen des Hauptbauteiles; sie sind vom Podest der Haupttreppe aus zugänglich. Die übrigen Räume des Zwischengeschosses und Erdgeschosses sind für die Rentenbank der Provinzen Schlesien und Posen, sowie zur Unterbringung von Wohnungen für vier Unterbeamte und zwei verheiratete Diener des Oberpräsidenten eingerichtet. Die Wohnung des Oberpräsidenten ist mit einem elektrischen Personenaufzug von der Eingangshalle, mit einem Lastaufzuge am Wirtschaftshofe und zwei Speiseaufzügen versehen. Die Festräume sind in ihrer Ausstattung unverändert geblieben, die neu hergerichteten Räume des obersten Geschosses unter Verzicht auf Tapezierung mit nur einfach getöntem und gespritztem Leimfarbenanstrich versehen und mit Eichenstabfußböden belegt.

Im Erweiterungsbau sind alle Räume in einfachster Weise ausgestattet. Die Diensträume und Flure haben Linoleumbelag z. T. auf Zementestrich, z. T. auf Korkestrich erhalten. Dem Korkestrich ist an denjenigen Stellen der Vorzug gegeben worden, wo Störungen durch den Verkehr zu befürchten waren. In den nicht unterkellerten Wohnungen des Sockelgeschosses ist zur Wärmehaltung Buchenstabfußboden in Asphalt auf Betonunterlage verlegt worden. Die Decken sind durchweg glatt geputzt und geweißt; nur einige bevorzugte Räume sind mit größeren oberen Wandkehlen und leichtem Abschlußprofil ausgestattet. Der Fußboden- und Stufenbelag der Haupteingangshalle und des Haupttreppenhauses sowie der Wandsockel in ersterer sind in blaugrauem, geschliffenem Kirchheimer Muschelkalk hergestellt. Die Antragarbeiten der beiden vorgenannten Räume sind in Gipsstuck ausgeführt; in der Eingangshalle sind einzelne ornamentale Teile leicht mit Altbronze überzogen. Die Geschäftsräume haben Kastendoppelfenster, die Flure einfache Fenster. Die Decken sind als ebene Hohlsteindecken ohne Eiseneinlagen zwischen T-Trägern ausgebildet. Zur Vermeidung des Durchschlagens der Trägerflansche sind besondere Anfängersteine verwandt, durch die die Flanschen von unten verdeckt werden. Der Dachverband ist im allgemeinen in Holz als stehender Stuhl abgebunden, jedoch sind in dem ausgebauten unteren Dachteil des Hauptflügels am Neumarkt mit Rücksicht auf



Abb. 6. Festsaal.



Abb. 7. Musiksaal.

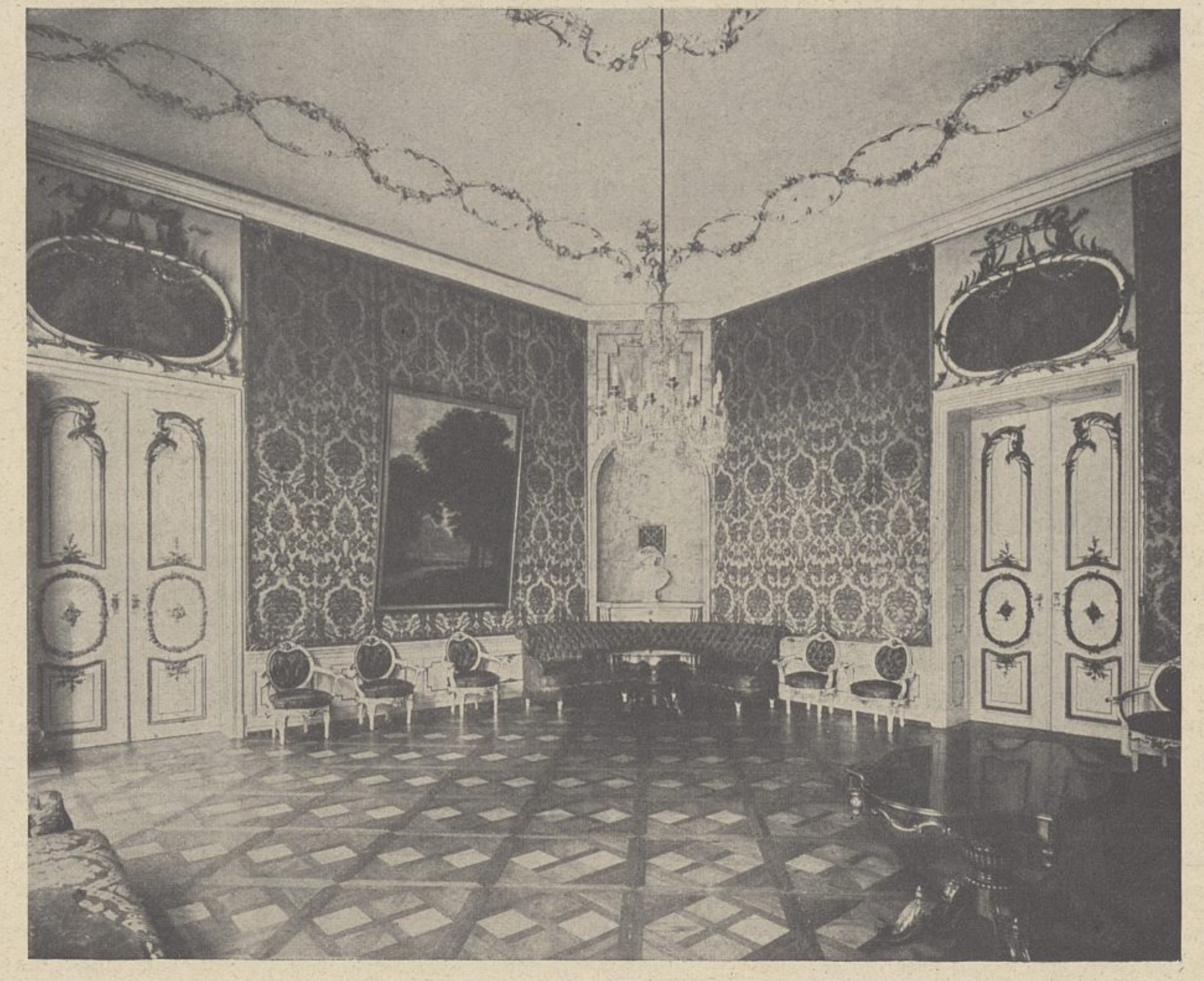


Abb. 8. Empfangsaal.

die bessere Ausnutzungsmöglichkeit des Raumes eiserne Portalträger angewandt. Die Dächer sind als Ziegel-Kronendach gedeckt. Die Architektur des Erweiterungsbaues lehnt sich an die Formen des alten Bauteiles an (Text-Abb. 4). Die Verwendung von Werkstein beschränkt sich auf die Fronten des Hauptbauteiles am Neumarkt. Über einer Sockelschicht aus Granit ist ein 1,20 m hoher Sandsteinsockel angeordnet. Außerdem sind in Sandstein ausgeführt das Hauptportal, die Gesimse und Fenstergewände; für die übrigen Architekturglieder, die Quaderung des Erdgeschosses, die figürlichen Antragarbeiten im Giebelfeld des Mittelrisalits, sowie die Putzflächen ist Terranovaputz verwandt. Sandstein und Terranova haben dieselbe gelbliche Tönung, so daß die Werksteingliederung sich nicht besonders abhebt. Die Fronten der beiden Seitenflügel sowie der Hofansichten sind als reiner Putzbau unter Verwendung gewöhnlichen Putzkalkes ausgeführt. Die Flächen der Straßenfronten sind

passend zu dem Terranovaputz mit Kalkfarbe getönt. Auf der Hofseite ist ein etwas dunklerer Ton angewandt, um einen scharfen Gegensatz zu der tiefen Tönung des Altbaues zu vermeiden.

Die Beleuchtung des Gebäudes erfolgt durch Anschluß an die städtische Elektrizitätsleitung. Eine Fernsprechanlage, an die sämtliche Diensträume angeschlossen sind, vermittelt den Verkehr der Behörden untereinander; ein großer Teil der Sprechstellen hat außerdem Anschluß an das öffentliche Fernsprechnetz erhalten. Die Hauptfernsprechstelle des Gebäudes liegt im dritten Obergeschoß des Flügels an der Langenholzgasse. Für den Altbau und den Erweiterungsbau gemeinsam ist eine Entstaubungsanlage mit elektrischem Antrieb vorhanden, deren Maschinenraum sich im Keller des Altbaues befindet. Die Beheizung erfolgt gemeinsam für beide Bauteile durch eine Warmwasserheizung. Der Heizraum liegt im Flügel an der Ziegengasse. Das Einbringen von Koks und die Abfuhr der Asche findet unmittelbar von der Straße aus statt. Eine gepflasterte Fahrstraße ermöglicht die Durchfahrt durch den Altbau, den Hof und den Flügel des Erweiterungsbaues an der Langholzgasse nach dem Wirtschaftshof und nach der vorgenannten Straße.

Mit dem Abbruch der alten Gebäude auf den angekauften Grundstücken und dem Umbau des Festsaales wurde im Frühjahr 1914 und mit den Gründungsarbeiten des Flügels an der Ziegengasse im Sommer begonnen. Durch den Ausbruch des Krieges geriet der Bau zunächst ins Stocken, wurde aber noch im Herbst wieder fortgesetzt, zunächst lediglich zur Schaffung von Arbeitsgelegenheit, und dann unter Überwindung aller Schwierigkeiten während des Krieges zu Ende geführt. Wegen des dringenden Raumbedürfnisses wurde jeder der drei Bauteile sofort nach Vollendung in Benutzung genommen, so daß sämtliche Behörden am 1. April 1917 im Neubau eingezogen waren. Die Fertigstellung des ganzen Baues einschließlich der Nebenanlagen erfolgte aber infolge der Kriegsschwierigkeiten erst im Sommer 1918.

Infolge der politischen Umwälzung ist die Dienstwohnung für den Oberpräsidenten erheblich eingeschränkt worden. Die künstlerisch wertvollen Räume werden vorläufig nicht benutzt.

Die Ausführungskosten betragen für die Arbeiten im Altbau 340000 Mark, für die Abbruchsarbeiten auf den Grundstücken des Erweiterungsbaues 71500 Mark, für tiefere Gründung 37800 Mark, für den eigentlichen Erweiterungsbau 1051500 Mark. Für 1 cbm umbauten Raumes ergibt sich der Einheitspreis von rd. 25,50 Mark. Für die Inneneinrichtung sind bis jetzt 33000 Mark verausgabt.

Die Entwürfe sind von dem damaligen Regierungsbaumeister Löwe angefertigt und im Ministerium der öffentlichen Arbeiten von dem Geheimen Oberbaurat Saran festgestellt worden. Mit der örtlichen Bauleitung wurde der zwischenzeitlich beförderte Baurat Löwe beauftragt, jedoch folgte ihm im Herbst 1915 in der Leitung des Erweiterungsbaues der Regierungs- und Baurat Dr. Burgemeister, dem der Regierungsbaumeister Knopp zur Hilfeleistung beigegeben war. Nach der Einberufung des Baurats Löwe zum Heeresdienst im März 1917 und dem gleichzeitigen Ausscheiden des Regierungs- und Baurats Dr. Burgemeister aus dem Staatsdienst wurde die örtliche Bauleitung beider Bauteile dem Regierungsbaumeister Knopp übertragen. Die Aufsicht der Regierung wurde durch den Regierungs- und Geheimen Baurat Maas ausgeübt.

Die holzgedeckten Landkirchen Westflanderns.

Vorbericht. Im Anfange des Jahres 1914 bat mich Regierungsbauführer Wilhelm Hoestermann um die Aufgabe zu einer Doktorarbeit. Ich hatte einige Jahre früher Gelegenheit gehabt, Belgiens mittelalterliche Baukunst zu studieren und hatte besonders die Landkirchen Westflanderns schätzen gelernt. Damals war mir der Wunsch gekommen, diese Bauten zum Gegenstand einer Untersuchung zu machen. Mancherlei Umstände haben diesen Vorsatz nicht zur Ausführung kommen lassen. Ich teilte dies Hoestermann mit und bat ihn, an meiner Statt die Arbeit zu unternehmen und die fertige Studie als Doktordissertation bei der Technischen Hochschule Berlin vorzulegen. Hoestermann ging bereitwillig auf meinen Vorschlag ein und förderte die Untersuchungen auf zwei Reisen, die er im April und Juli 1914 ausführte. Der Krieg machte den Forschungen an Ort und Stelle ein Ende. Hoestermann legte mir die Ergebnisse seiner Untersuchungen vor und war über das Mißlingen seines Vorhabens sehr niedergeschlagen. Die Untersuchung fertigzumachen, war unter den widrigen Zeitverhältnissen unmöglich. Erschwerend trat hinzu, daß auch das Studium der geschichtlichen Urkunden in den belgischen Archiven unterbleiben mußte. Ich wollte aber retten, was zu retten war, und riet, den vorhandenen Stoff zu sichten und die Aufnahmen aufzutragen. Hoestermann befolgte meinen Rat, so daß, als er 1916 zum Heere eingezogen wurde, die Zeichnungen in Blei fertig vorlagen. Es war ihm nicht vergönnt, die Arbeit zu vollenden; am 21. November 1916 fand er den Tod bei einem Sturmangriff in Mazedonien. Von dem Werte der Arbeit überzeugt, bot ich mich den Eltern Hoestermanns als Herausgeber an und fand Entgegenkommen. Die Zeichnungen wurden unter meiner Leitung von Herrn Dr.-Ing. Wachtsmuth fertiggemacht und mit der Feder ausgezogen; die Erläuterungen von mir selbst besorgt. So lege ich nun die Abhandlung vor, in der Hoffnung, daß sie auch in ihrer unfertigen Gestalt die Teilnahme der Fachgenossen errege.

Erdkundliches. Das Tiefland von Westflandern ist ein Teil von Niederbelgien und sinkt mit seiner Oberfläche bis zu zwei Metern unter den Meeresspiegel. Hohe Dünen und künstliche Eindeichung schützen das Land gegen die Meeresflut. Als westlicher Ausläufer des norddeutschen Tieflandes besteht es aus quartären Ablagerungen. Der Boden ist sandig und trägt eine dünne Lehmschicht. Der in Teilen des Landes vorhandene tonige Schlickboden wurde durch Deichbauten dem Meere abgewonnen und bildet die Grundlage für die Fruchtbarkeit des Landes. Viele Wasser-

läufe, darunter Yser und Lys (Leye), und Kanäle durchziehen das Land. Das Klima besitzt ozeanischen Charakter, hat milde Winter und große Luftfeuchtigkeit. Die Bewohner des Landes sind Vlaeminge, sächsischen Stammes, große Menschen mit blondem Haar und blauen Augen. Neben Brügge, der Hauptstadt, kommen Ostende, Blankenberghe, Rousselaere, Ypern und Kortryk als Städte in Betracht (vgl. Karte S. 1 d. Jahrg.).

Geschichtliches. Flandern tritt als römische Provinz Belgica secunda in die Geschichte ein, war von belgischen Morinern bewohnt und wurde um 680 nach Christi Geburt von sächsischen Siedlern durchdrungen. Der germanische Charakter des Landes findet im neunten Jahrhundert in der Gründung der Markgrafschaft Flandern Ausdruck. Politische Veränderungen brachten die flandrischen Grafen, für das sogenannte Reichsflandern Lehnsmänner des Kaisers, durch das sogenannte Kronflandern in Abhängigkeit von Frankreich. Der Aufstand der flandrischen Städte, der auf die Auflösung der Einheitlichkeit des Landes abzielte, wurde von dem letzten Grafen von Flandern unterdrückt. Durch Vermählung von dessen Erbtochter Margarete mit dem Burgunder Philipp dem Kühnen kamen 1384 Flandern und das mit ihm schon früher vereinigte Artois an Burgund und 1477 ebenfalls durch Heirat an Habsburg. Da die späteren Schicksale des Landes für diese Untersuchung ohne Wert sind, kann ihre Darstellung hier unterbleiben. Nur sei hier noch hervorgehoben, daß die mehrmals eintretende Abhängigkeit von Frankreich den starken Einfluß begründete, den dieses Land in künstlerischer und kultureller Beziehung ausübte.

Die gotische Baukunst Flanderns hat mehr nordfranzösisches, als deutsches Gepräge. Das konnte nicht anders sein. Darüber kann auch der Umstand nicht hinwegtäuschen, daß der nordische Backsteinbau in Flandern die Vorherrschaft ausübte und in großer Blüte stand. Die Grundlinien der gotischen flandrischen Baukunst hat Frankreich gezogen. Das geht mit Sicherheit aus der kirchlichen Baukunst Brügges hervor. Die dortige Salvatorkirche und die Liebfrauenkirche, vom Ende des zwölften und Anfang des dreizehnten Jahrhunderts, sind von Franzosen oder Meistern gebaut, die in Frankreich in die Lehre gegangen waren. Dasselbe gilt von der schönen Abteikirche von Lysseweghe, von S. Martin in Ypern und dem Chore der Walpurgiskirche in Veurne. Alle diese Werke sind aus Werkstein errichtet, nur ihr Mauerwerk besteht aus Ziegeln. Insofern besteht freilich ein Unterschied zwischen flandrischer und französischer Baukunst. Er wird mit der Zeit immer größer dadurch, daß der Werkstein dem Backstein auch bei den Formen den Platz räumt.

Die Baustoffe und die Folgen ihrer Anwendung auf die Anlage der Kirchenbauten. In der romanischen Zeit ist, wie bei dem Kirchturm von Oostkamp zu sehen, noch vorwiegend verputzter Feldsteinbau mit Werksteingliedern, wohl auch reiner Quaderbau, ausgeübt worden. Die Feldsteine bestanden aus Findlingen und Tuff. Nach dem dreizehnten Jahrhundert tritt der Backsteinbau auf, bei dem die freistehenden Mittelschiffsäulen, deren Basen und Kapitelle, auch Fenstermaßwerke aus Blaustein, pierre de Tournai, und wie in Ypern und Umgegend aus grès d'Arras gebildet werden. Gelegentlich kommt auch pierre blanche de Balegem vor. Es ist klar, daß die notgedrungene Sparsamkeit der Landgemeinden dazu führte, den billigeren reinen Ziegelbau zu bevorzugen. Das Land bot den dazu nötigen Ton in Fülle. Die Ziegel der Frühzeit, „moeffen“ genannt, haben die Maße der norddeutschen Gotik, also 14 zu 30 cm, sind aber nicht so stark wie diese, meist nur 5,5 bis 6,5 cm, gleichen also dem oberdeutschen Formate. Nach Hoestermanns Berichte sind sie an der Oberfläche scharriert. Ob dies überall der Fall ist, weiß ich nicht. Merkwürdig ist, daß in Norddeutschland nur die Ziegel der romanischen Zeit diese Oberflächenbehandlung zeigen; sie entschwindet in der gotischen Zeit. Ob es gelingt, einen Zusammenhang zwischen dem norddeutschen und dem flandrischen Ziegelbau festzustellen, läßt sich heute noch nicht sagen. Der Mauerverband der Frühzeit läßt in jeder Schicht Läufer und Binder abwechseln; die Hoch- und Spätgotik dagegen verwendet Binder- und Läuferschichten. Die Steine, im Handstrich hergestellt, haben meist eine helle, gelbliche Farbe und sind nicht sehr sorgfältig gemacht. Der Mörtel ist außen mit der Kelle glatt gestrichen. Das große Ziegelformat wird bald aufgegeben und durch ein kleines ersetzt, dessen Maße 5,5, 11 und 23 cm betragen. Vermutlich haben die Eigenschaften der fetten Erde zu dieser Änderung geführt. Das große Format ließ sich nur schwierig ohne Risse trocknen und brennen. Meines Wissens kommt der in Norddeutschland häufig zu sehende Zierverputz nirgends vor, wohl aber glasierte Steine, diese von grüner Farbe, aber so selten, daß von einer Einwirkung auf die Gesamterscheinung der Bauwerke nicht gesprochen werden kann. Daß manchmal, wenn es die örtlichen Verhältnisse mit sich brachten, Teile des Mauerwerks auch bei Backsteinbauten mit Feldsteinen ausgeführt wurden, ist selbstverständlich. Im Gegensatz zu den großen städtischen Kirchen, die Steingewölbe haben, sind die Landkirchen mit Holzdecken ausgestattet, flach oder in Tonnenform. Wahrscheinlich hat die Schwierigkeit, vieleckige Chorschlüsse mit derartigen Tonnendecken zu versehen, zu dem vorwiegend flachen Ostabschlusse der Kirchen geführt.

Die Kirchenräume sind nicht hoch, auch nicht breit; nur selten hat ein Schiff mehr als 8 m Weite. Sollte die Kirche eine größere erhalten, so wurden mehrere Schiffe nebeneinander gelegt und durch Bogenöffnungen miteinander verbunden. Die Bögen werden von Säulen getragen. Die Kirchenräume erinnern, wenn von der Holztonne und der Hallenform abgesehen wird, an die frühgotischen Säulenkirchen Ober- und Mittelitaliens.

Nur selten geht das Dach einheitlich über alle Schiffe hinweg. In der Mehrzahl der Fälle trägt jedes Schiff sein eigenes Dach, das mit belgischem oder englischem Schiefer gedeckt ist. Die Dachflächen sind mit Rücksicht auf das nordische Regenwetter und die große Luftfeuchtigkeit steil.

Obgleich die Holztonnen keinen Seitenschub ausüben sind die Umfassungswände häufig mit Strebepfeilern besetzt. Wahrscheinlich sollte dadurch die Standsicherheit verbürgt werden. — Die Kirchen zeichnen sich durch schöne und große Türme aus. Dachreiter kommen nicht häufig vor. Wo Vierungstürme auftreten, mag auf ihre frühe Bauzeit geschlossen werden.

Die Denkmäler. Die Untersuchung dieser Landkirchen stößt auf mancherlei Schwierigkeiten. Nicht nur, daß

Abb. 1 bis 10.
Liebfrauenkirche in Damme bei Brügge.

Abb. 1. Abb. 2. Abb. 3. Querschnitt.

Abb. 4.

Abb. 5. Abb. 6. Abb. 8. Abb. 9. Grundriß.

Abb. 7.

viele schon im Mittelalter große und starke Umänderungen erfuhren, auch die Neuzeit hat oft durch Wiederherstellung und Ergänzung den alten Zustand unkenntlich gemacht und verdorben. Da ist das Urteil oft schwierig und mit Vorsicht zu fällen.

Damme bei Brügge.

Das 5 km nordöstlich von Brügge liegende Dorf Damme, einst dessen Seehafen, besitzt in der Liebfrauenkirche einen bemerkenswerten Vertreter der westflandrischen Bauweise. Die Kirche besteht aus zwei Teilen, von denen der westliche frühere in Trümmern liegt. Nach Declos 1230 gebaut, zeigt sich dieser Teil, Abb. 10, als dreischiffige Basilika mit Querschiff

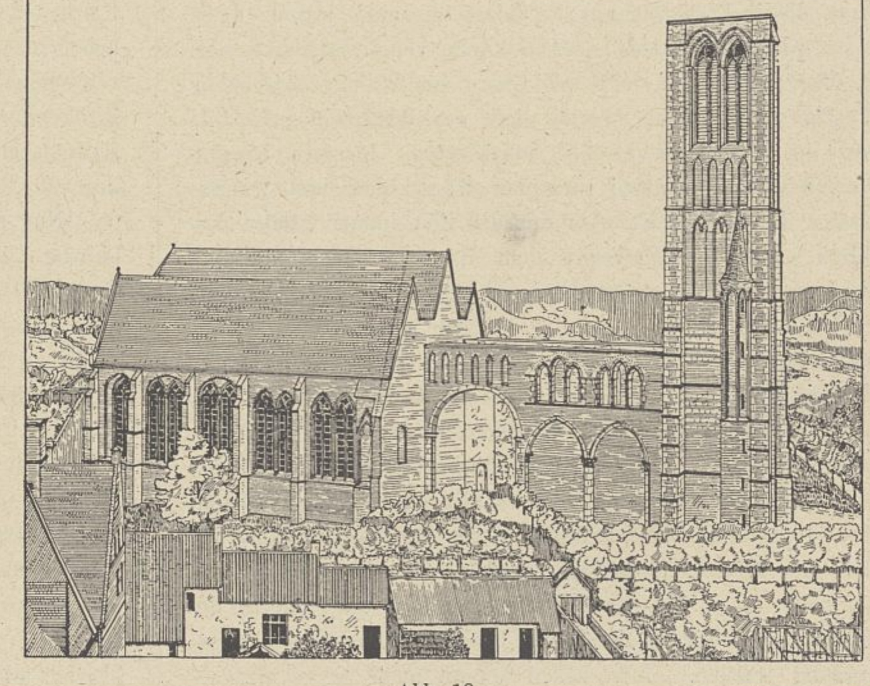


Abb. 10.

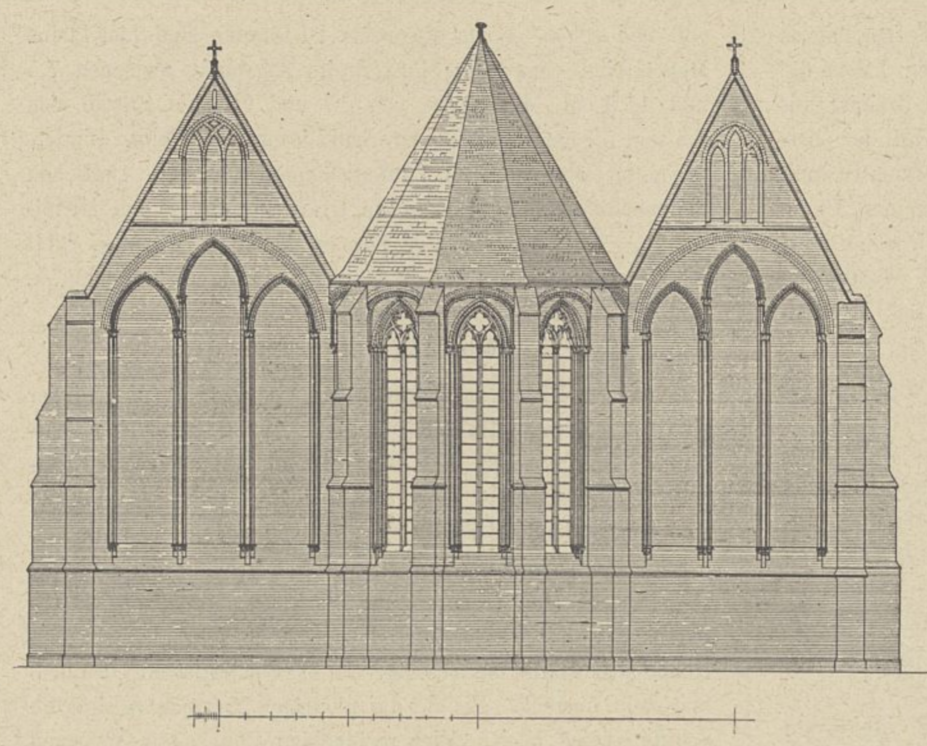


Abb. 11. Choransicht.
Liebfrauenkirche in Damme bei Brügge.

und Westturm. Die Kirche hatte Holzdecken, die über den Seitenschiffen unmittelbar das Dach bildeten. Der jetzt als Kirche dienende östliche Teil ist eine dreischiffige Halle von fünf Jochen, deren beide westliche 1230, die drei östlichen wohl etwas später, 1300 bis 1320, entstanden sein werden. Der Grundriß, Abb. 9, fast ein gleichseitiges Viereck von 30 m Weite, zeichnet sich durch Übersichtlichkeit und schwaches Mauer- und Pfeilerwerk aus. Die Joche sind wenig über 6 m weit. Im Osten schließen die Seitenschiffe flach. Aus irgendwelchen örtlichen Gründen verläuft die Ostwand des nördlichen Seitenschiffes schräg. Dem Mittelschiff schließt sich der aus fünf Seiten des regelmäßigen Zehneckes gebildete Chor an.

Die Mittelschiffwände ruhen auf Ziegelbögen und nur 90 cm starken zylindrischen Säulen, Abb. 3 u. 8. Das hier angewandte Kelchkapitell hat zwei Reihen Knollenblätter und achtseitiges Gesims, das zugleich Deckplatte ist. Der achtseitige Sockel hat zwei Schichten; die untere mit Steilschräge, die obere mit vereinfachter attischer Basis. Den Säulen sind nach den Seitenschiffen zu dünne zylindrische Dienste angelehnt, die wie solche an den Seitenschiffwänden die Dachbinder unterstützen. Jedes Schiff trägt ein steiles Schieferdach, und zwar liegt das über dem Mittelschiff 1,30 m höher, vermutlich, um dem breiteren Mittelschiff entsprechende Höhe zu geben, aber auch, um die Verbindung der Grundbalken mit den Sparrenfüßen über den Mittelschiffwänden einfacher gestalten zu können und das sonst schwierige Durchdringen der Hölzer zu vermeiden. Die Aussteifung der Sparren erfolgt durch zwei Kehlbalken. Eine weitere Aussteifung besorgen zwischen Sparren und unteren Kehlbalken Streben, die bogenförmig gestaltet das Gerippe für die mit Brettern verschalte Holztonne bilden. Besonderer Längenverband fehlt. Die langen Grundbalken des Mittelschiffdaches werden durch Sattelhölzer, Klappstiele und Kopfbänder verstärkt, Abb. 1. Auf die Ausbildung der Klappstiele sei besonders hingewiesen, ebenso auf die nach Art eines Klostergewölbes behandelte Decke vom Chor des Mittelschiffes und deren Fußgesims, Abb. 5.

Die Seitenschiffdächer schließen im Osten mit Giebeln ab und sind an ihrem Fuße mit Rinnen hinter einer dünnen Brüstungsmauer ausgestattet. Die Giebelwände, Abb. 11, sind mit dreiteiligen Blenden über wagerechtem Teilgesims geschmückt.

Unter den Fenstern zieht sich an der Innenseite der Wände Blendenwerk hin, Abb. 2, 3 u. 4, dessen Bögen auf Diensten und Kragsteinen von bemerkenswerter Durchbildung ruhen.

Die sehr groß angelegten zweiteiligen Fenster, Abb. 7, sind in den beiden westlichen Jochen niedriger als in den drei östlichen und sitzen innen und außen auf einem Kaffgesims; ihre Sohlbänke sind mit Schrägsteinen schichtenmäßig gemauert. Außerdem sind die gepaarten Fenster der drei östlichen Joche oben durch einen gegliederten, beide umrahmenden Mauerbogen verbunden. Wahrscheinlich sollten die Ostwände der Seitenschiffe auch Fenster erhalten; wenigstens deuten die dort außen und innen angelegten Blenden auf diese Absicht hin. Die Strebepfeiler sind nach oben einfach zurückgesetzt und mit Steilschrägen ausgestattet. Die Abb. 6 geben die Profile, die den unteren Abschluß der Strebepfeilerabsätze bilden. Das Mauerwerk, in dessen Außenflächen in jeder Schicht Läufer und Binder regelmäßig wechseln, besteht aus gelblichrötlichen Ziegeln, die im wesentlichen die norddeutschen Maße haben, hier 14 zu 30 cm; ihre Stärke ist aber geringer, nur 7 cm.

Nur die Säulen des Mittelschiffes und die Fenster sind aus Blaustein. Manchmal, wie an den Anschlußsäulen der Chorwand, sind auch Ziegel abwechselnd mit Blaustein vermauert; auch ist Tuffstein zu sehen, wo die Ausführung in Ziegeln zu schwierig schien. Dem großen Ziegelformat entsprechend ist die Profilierung von guter kräftiger Wirkung Der Raum macht einen hellen und schönen Eindruck und hat in Westflandern nicht seinesgleichen.

Blankenberghe bei Brügge.

Der vorigen Anlage sehr ähnlich ist die alte Kirche von Blankenberghe, einem kleinen Fischerstädtchen, jetzt bekanntem Seebade, 12 km nordöstlich von Brügge gelegen. Nur sind hier die Maße geringer. Die Kirche ist, wie alle diese Kirchen, richtig geostet. Ihr Grundriß, Abb. 12, zeigt drei Schiffe von 6, 6,85 und 6,70 m Weite. Ihre Länge beträgt ohne Chor 19 m. Die Grundfläche nähert sich demnach dem Quadrate. Die Schiffe schließen im Osten mit drei Seiten des regelmäßigen Achtecks. Der Chor des Mittelschiffes tritt vor die der Seitenschiffe. In der Nordwestecke ist ein Glockenturm eingebaut, im Erdgeschoß durch Bogenöffnungen mit den Schiffen in gute Verbindung gebracht. Die Mittelschiffwände ruhen auf Bögen, Abb. 12, je einer Säule und einem Mauerpfeiler. Die Säulen haben einfache Kelchkapitelle und wulstartige Basen auf achteckigen Sockeln.

Ob die jetzt einfach geböschten Strebepfeiler des Langhauses ursprünglich sind, ist zu bezweifeln. Dagegen haben die Chorstrebepfeiler noch die alte Gestalt; sie sind dreimal mit steilen Schrägen zurückgesetzt und durchdringen mit der obersten Schräge das Hauptgesims. Abb. 15 gibt dessen Gestalt.

Die drei geschieferten Hallendächer sind über dem Chore gewalmt, derart, daß der Anfallspunkt über der Verbindungslinie der inneren Achteckswinkel liegt. Nach Westen zu sind sie, Abb. 14, mit Giebeln geschlossen. Das Kircheninnere dringt, Abb. 13, mit flachen Tonnen in das Dach ein. Das dargestellte Zimmergefüge gehört ohne Zweifel nicht zum ältesten Baue.

Die Fenster, Abb. 18, sind groß, ruhen auf einem Kaffsims und waren vermutlich dreiteilig. Jetzt entbehren sie des Maßwerkes. Ihre Sohlbänke sind, wie in Damme, mit Schrägsteinen in Schichten gemauert. — Das Innere hat einen Stucküberzug mit barocken Zierformen erhalten.

Hoestermann äußert noch die Ansicht, daß die Kirche aus dem 13. und 14. Jahrhundert stamme und nach Westen zu verlängert werden sollte.

Der Turm steigt mit zwei Geschossen über die Firste der Schiffdächer hinaus, hat ein Glockenhaus mit zwei offenen Spitzbogenfenstern auf jeder Seite und ein niedriges Pyramidendach mit starker Einziehung am Fuße. Die Spitze ist aus Holz und mit Schiefer gedeckt. An den Außenseiten befinden sich zur Verstärkung Strebepfeiler, die sich mit Schrägen nach oben zu absetzen. An der Nordwestecke ist ein Treppenturm eingelegt.

Die an den Turm angelehnte Vorhalle stammt aus neuerer Zeit. Nicht so die Fischerkapelle an der Südostecke der Kirche. Vermutlich um 1500 entstanden, hat die Kapelle ein niedriges Obergeschoß, das auf einer Treppe erstiegen wird und außen durch einen Bogensims, Abb. 16, nach unten abschließt. Die Architektur, die leider durch Zeichnungen nicht erläutert werden konnte, ist geistvoll und schön. — Im Gegensatz zu Damme sind hier kleine Mauersteine verwendet; ihre Breite schwankt zwischen 7,5 und 11,5 cm, die Länge von 17 und 23, die Stärke von 4,5 und 5,5 cm. Der Mauerverband ist unregelmäßig. Binderschichten wechseln mit Läuferschichten ab. Am südlichen Seitenschiffe finden sich grüne Glasuren, ebenso am Mittelschiffe. Die Wirkung der Formen ist nicht günstig, weil schwächlich; was wohl dem kleinen Formate anzurechnen ist.

Woumen bei Veurne.

In der Kirche in Woumen bei Veurne tritt uns wieder eine dreischiffige Hallenkirche mit Holztonnendecken entgegen. Ihr Grundriß, Abb. 20, zeigt ein dreischiffiges Langhaus mit Westturm, Querhaus und drei platt geschlossene Chöre, von denen der mittlere die beiden seitlichen um ein beträchtliches an Länge übertrifft. Auf der Vierung sitzt ein hölzerner, in der Glockenstube stark durchbrochener Dachreiter, der mit einem kurzen, am Fuße sehr eingezogenen Helme ausgestattet ist, Abb. 34. Er hat quadratischen Grundriß und steht übereck. Bis auf die niedrigen Nebenchöre sind die Schiffe gleich hoch. Vier rechteckige Pfeiler mit Vorlagen von Pfeilern und Halbsäulen stützen die Vierung, während sonst Rundsäulen die Mittelschiffwände tragen. Die Vierungsbögen fehlen. Nach Hoestermann scheint die Kirche in einem Gusse entstanden zu sein, und zwar im Laufe des 14. und 15. Jahrhunderts. Ich neige aber zu der Ansicht, daß das Chorhaupt schon dem 13. Jahrhundert angehört.

Abb. 12 bis 19. Blankenberghe bei Brügge.

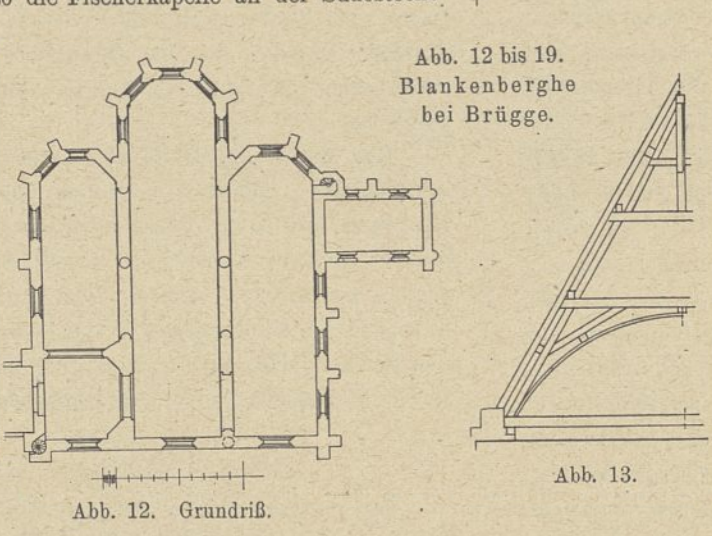


Abb. 12. Grundriß. Abb. 13.

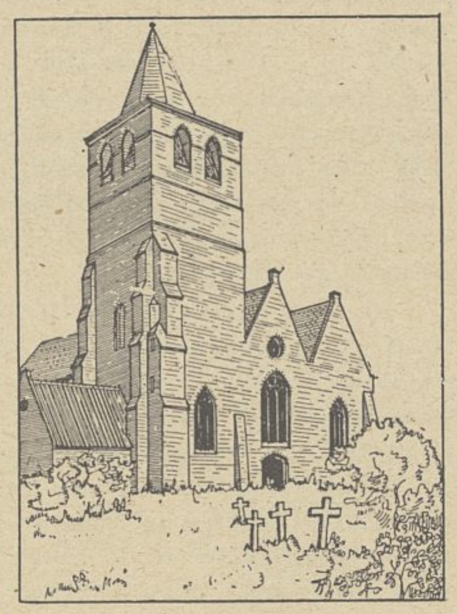


Abb. 14. Westansicht.

Abb. 15. Hauptgesims.



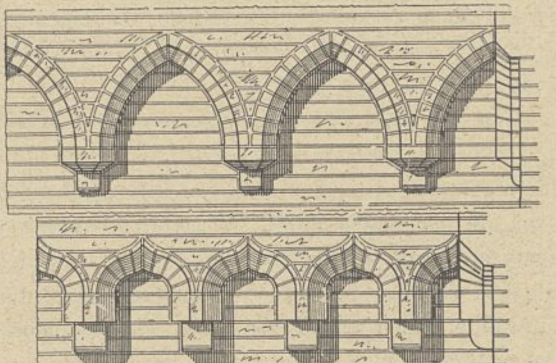


Abb. 16. Bogengesims an der Fischerkapelle.

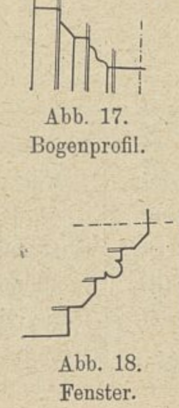


Abb. 17. Bogenprofil.

Abb. 18. Fenster.

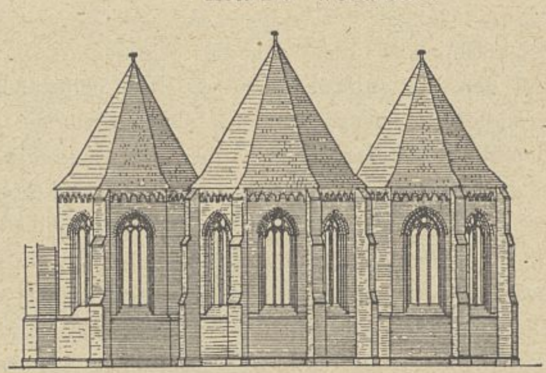


Abb. 19. Choransicht. 1:400.

Die Dächer, Abb. 34, sind durchweg mit schlichten Giebeln abgeschlossen. Abb. 29 gibt das Sockelgesims und Abb. 32 das Hauptgesims. Bis auf die Nebenchöre sind die Außenwände mit Strebepfeilern abgesteift. Während diese am Schiffe in der Höhe des Kaffsimses, Abb. 28, außer einer seitlichen Verschwächung oben nur zwei Schrägabsätze zeigen, sind die am Chore, Abb. 30, noch mit einer zweiten Seitenverschwächung ausgestattet. Die Schräge bildet sich hier nach Abb. 33. Hier sind auch die Fensterkämpfer durch das die Fensterbogen umziehende Gesims, Abb. 31, hervorgehoben. Diese und andere Anordnungen sprechen für die Annahme, daß der Hauptchor der früheste Teil des Baues ist.

Die Fenster entbehren jetzt der Pfosten und des Maßwerkes, nur in den Ostwänden der Seitenkapellen zeigen sich vermauerte dreiteilige Fenster, die nach Abb. 21 und 22 gebildet sind. Vermutlich gehören diese dem 15. Jahrhundert an, während die zweiteiligen der Langseiten des Hauptchores noch der ersten Bauzeit zuzuschreiben sind.

Die Kirche ist im Innern während der barocken und klassizistischen Zeit in der üblichen Weise durch Stuckummantelung verändert worden. Sie wirkt übrigens für

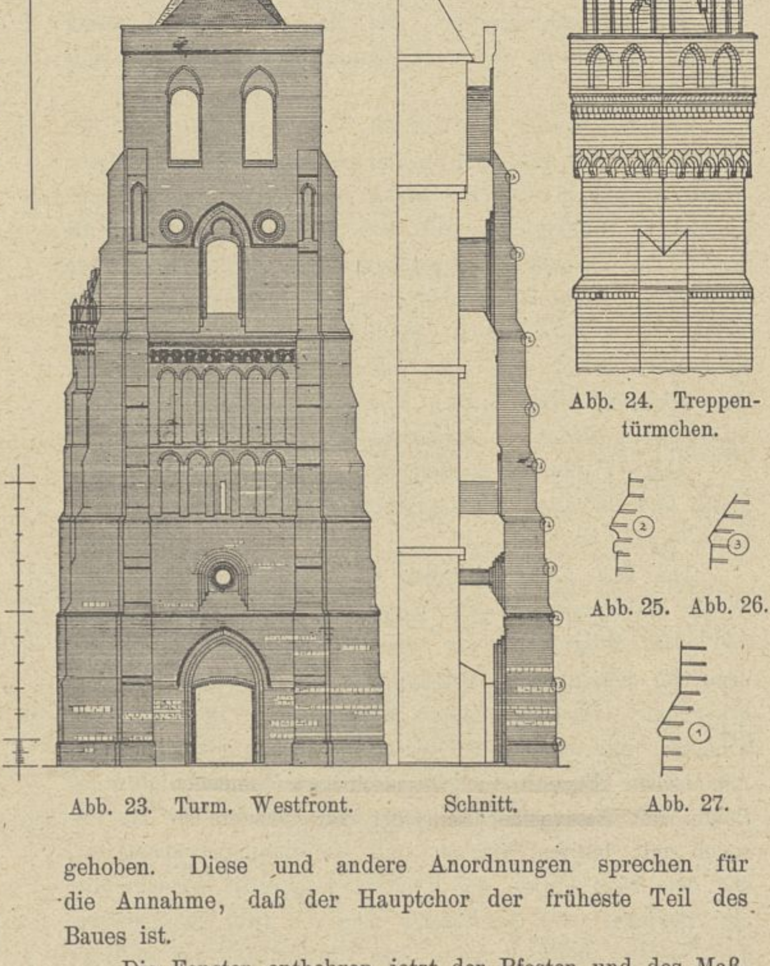


Abb. 24. Treppentürmchen.

Abb. 25. Abb. 26.

Abb. 23. Turm. Westfront. Schnitt. Abb. 27.

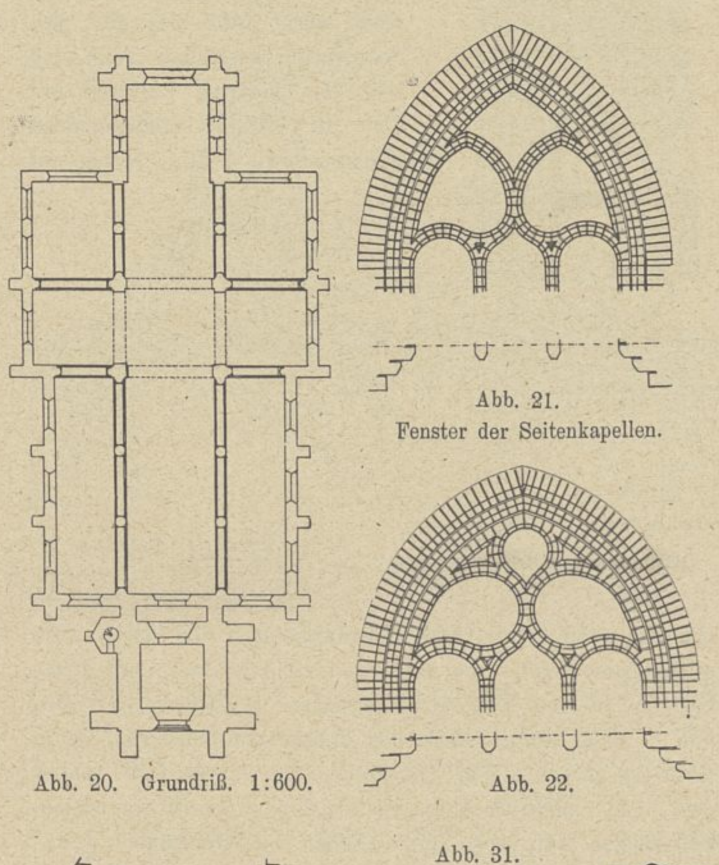


Abb. 21. Fenster der Seitenkapellen.

Abb. 20. Grundriß. 1:600. Abb. 22.

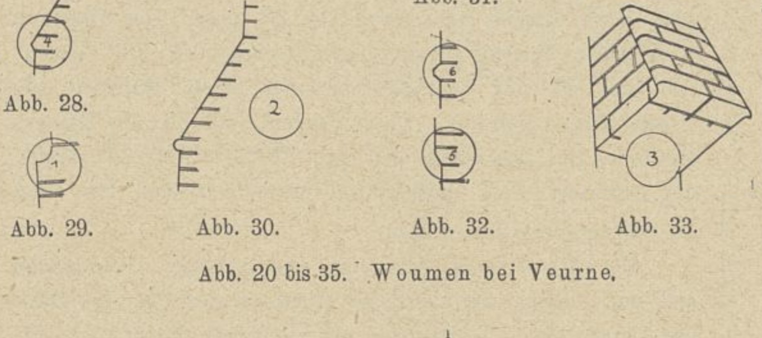


Abb. 31.

Abb. 28. Abb. 29. Abb. 30. Abb. 32. Abb. 33.

Abb. 20 bis 35. Woumen bei Veurne.

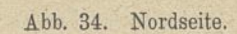


Abb. 34. Nordseite.

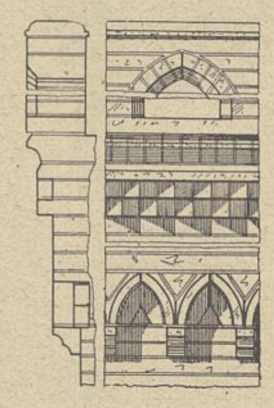


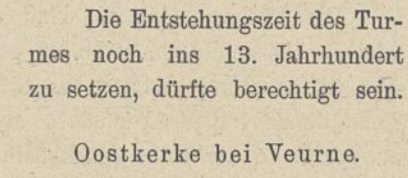
Abb. 35. Vom Treppentürmchen.

ihre Höhe zu schmal. Im unteren Teile der Umfassungswände findet sich gemischtes Mauerwerk aus Ziegeln und Feldsteinen. Die Ziegel haben gelbliche Farbe, sind im Blockverbande verlegt und haben als Maße 5, 10 und 21 cm. Der schwächliche Eindruck des Mauerwerkes und seiner Formen erinnert an den neuzeitlichen Backsteinbau mit Normalformat.

Der im Westen vorgelagerte Turm, Abb. 23, steht mit dem Schiffe nur in losem Zusammenhange und zeichnet sich durch Massigkeit aus. Er hat an jeder Ecke zwei weit vorspringende Strebepfeiler, die wie die am Hauptchore, die Ecken des Turmkörpers freigeben. Die Strebepfeilermassen sind gewiß nicht übertrieben, da hier schlechter Baugrund vorausgesetzt werden muß. Sie reichen bis an das Glockenhaus und setzen sich mit vielen Schrägen nach oben ab. Die Stirnseite des obersten Strebepfeilerstückes ziert eine spitzbogig geschlossene Mauerblende.

Abb. 27 gibt das Sockelgesims, 25 die Gestalt der Kaffsimse und 26 zeigt, wie die Schrägen an der unteren Vorderkante aussehen.

Die drei Kaffsimse teilen den Turmkörper in schöner Weise und tragen zu dem massigen Eindrucke wesentlich bei. Das Erdgeschoß war gewölbt und wurde durch das oben im Schildbogen sitzende Rundfenster über der Tür erleuchtet. Darüber folgen Mauerblenden in zwei Geschossen mit einem in der Mauerfläche sitzenden normännischen Bogenfries und doppelschichtigem deutschen Bande mit Nasengesims. Dann folgt weiter oben ein Geschoß mit breitem Fenster und Umrahmungsbogengesims, das, wie beim Chore, am Kämpfer wagerecht herumgeführt ist. Begleitet wird das Fenster oben von zwei Rundfenstern, die ebenfalls umrahmt sind. Das Glockenhaus hat an jeder Seite zwei Rundbogenfenster in Spitzbogenblenden und ist am Fuße des niedrigen hölzernen schiefergedeckten Daches mit einer leicht vorgekragten Brüstungsmauer gekrönt. An der Nordostecke ist ein Treppentürmchen, Abb. 24, angelehnt, das an seinem steinernen Dache eine reizvolle Gliederung erfahren hat, Abb. 35. Das Mauerwerk ist wie das der Kirche behandelt. Seine Ziegel haben verschiedene Maße; sie wechseln von 5, 10, 21 und 5,5, 12, 25 cm.



Die Entstehungszeit des Turmes noch ins 13. Jahrhundert zu setzen, dürfte berechtigt sein.

Oostkerke bei Veurne.

Die Kirche hat ein Hauptschiff von 5,70 m Weite und 23,50 m Länge und auf der Nordseite ein Nebenschiff, das im westlichen Teile nur 3 m breit, im östlichen aber 6,30 m weit wird. Abb. 38 gibt den Schnitt im westlichen Teile und zeigt das niedrige Pultdach mit den in dieses eindringenden Dachfenstern. Ein besonderer

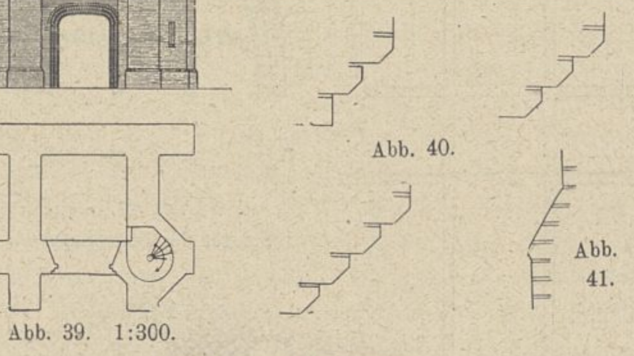


Abb. 39. 1:300. Abb. 40. Abb. 41.

Mannekensvere bei Veurne.

Chorbau fehlt. Die Ostseite kennzeichnet sich durch zwei gleich hohe Schiffe von annähernd gleicher Breite mit spitzbogigen in den Dachraum ragenden Holztonnen, Giebeln und in diese hineinschießenden dreiteiligen Fenstern. Deren Maßwerk läßt auf den Anfang des 15. Jahrhunderts schließen. Die Längszwischenwand des Inneren wird von sieben Ziegelbögen auf sechs zylindrischen Backsteinsäulen getragen, deren schöne Ausbildung Abb. 36 zeigt. Die Südwand weist sieben Fenster auf und einen Strebepfeiler. Die Fenstersohlbank ist mit Schrägsteinen und einem Rundstab als Abschlußglied gebildet. Diese Formen, wie die der Säulenkapitelle und besonders aber des Turmes, Abb. 37, lassen die Annahme nicht unberechtigt erscheinen, den Bau dem 14. Jahrhundert zuzuweisen.

Der Turm baut sich auf quadratischer Grundfläche auf und erhebt sich mit der Glockenstube über das Dach des Langhauses. Ihn bekrönt ein niedriger, unten stark eingezogener, hölzerner, achtseitiger Helm. Die Strebepfeiler umziehen voll die Ecken und tragen auf großen Schrägabsätzen auf der Ecke abgefaste Lisenen, die mit dem Hauptgesimse die eingeblendeten zweiteiligen Glockenhausfenster umrahmen. Im unteren Stockwerke ist eine eingeblendete Nische mit Kleeblattbogen zu sehen. Die Ziegel haben verschie-

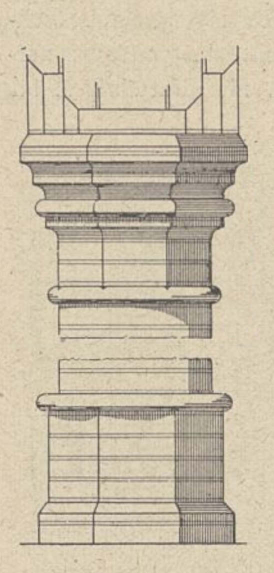


Abb. 36.

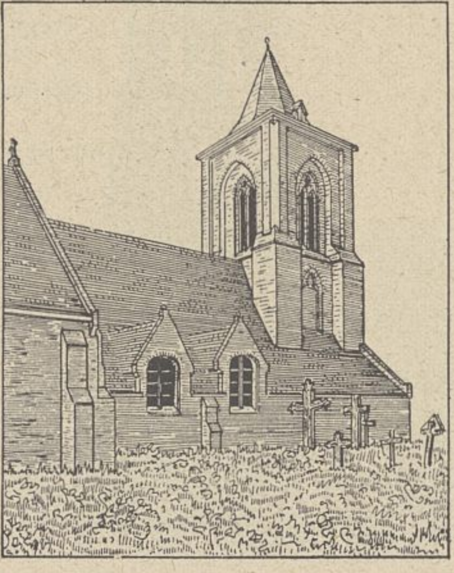


Abb. 37. Oostkerke bei Veurne.

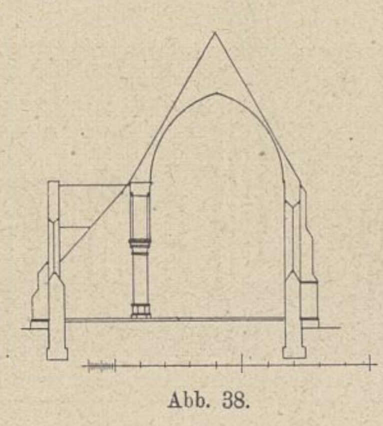


Abb. 38.

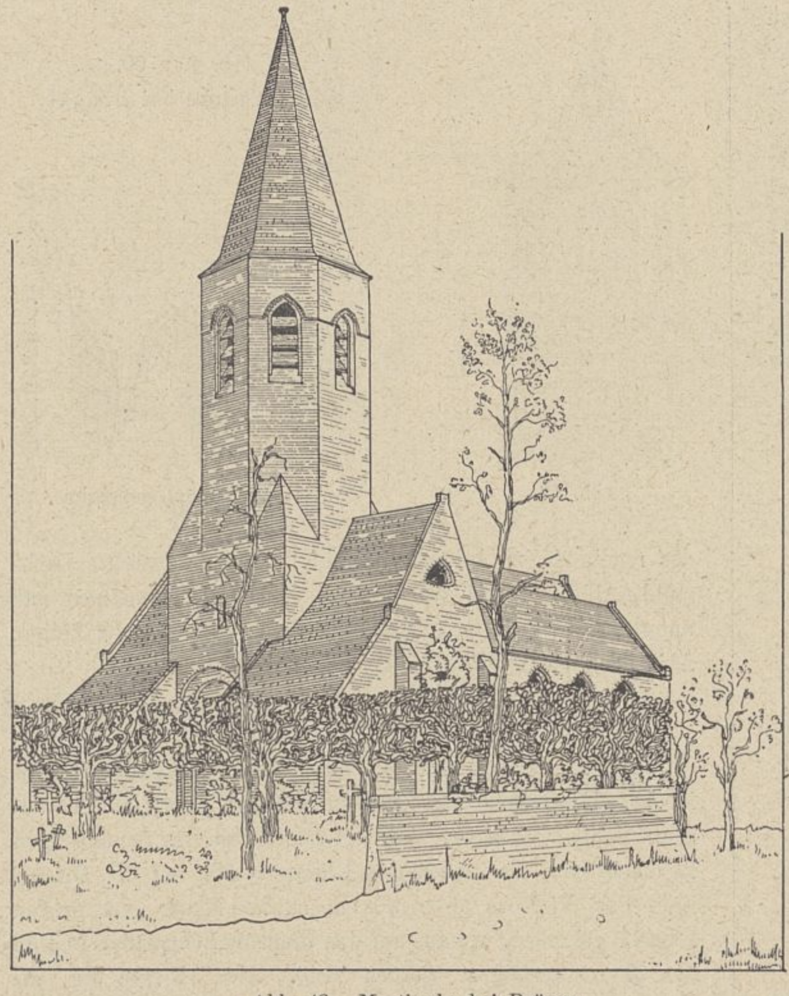


Abb. 42. Meetkerke bei Brügge.

Abb. 43. Meetkerke bei Brügge.

dene Maße. Im östlichen Teile der Kirche und an den Schiffsäulen finden sich Steine von 7,5, 14 und 27 cm, sonst solche von 5,5, 10,5 und 21 cm. Blockverband herrscht vor, nur am östlichen Teile zeigt sich gotischer.

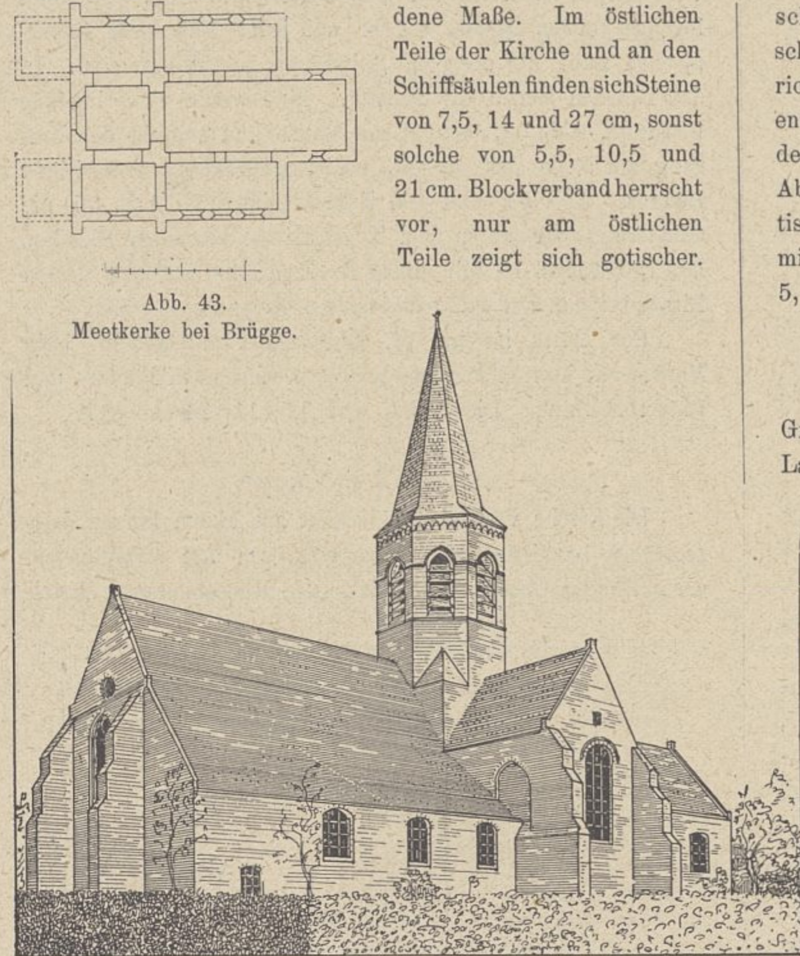


Abb. 44. Houtham bei Brügge.

Mannekensvere bei Veurne.

Die Kirche von Mannekensvere ist eine dreischiffige Hallenkirche mit achteckigem Chor am Mittelschiffe. Die Nebenschiffe sind im Osten platt geschlossen. Hölzerne spitzbogige Tonnen bilden die Decke. Rundpfeiler tragen die Spitzbogen der inneren Längswände. Das Kircheninnere ist in mißverstandener Weise neugotisch aufgefrischt. Auch am Äußeren scheint sich der Wiederhersteller unerlaubte Eingriffe erlaubt zu haben. Nur der Glockenturm, Abb. 39, hat sein altes Gepräge bewahrt und ist deshalb hier dargestellt worden. Der Turm hat quadratischen Grundriß, auf der Ecke je zwei stark vorspringende Strebepfeiler, die sich mit Schrägen, Abb. 41, nach und nach an das Mauerwerk zurückziehen und beim dritten Absatz auch an Breite verlieren. Auf der Südwestecke ein Treppentürmchen. Die Turmhaube ist eine niedrige, vierseitige, unten stark eingezogene Pyramide. Die breite Tür ist mit einem flachen Korbbogen geschlossen und mit dreiteiligem großen Fenster übersetzt. Zu den Gewänden der Tür und der Fenster, Abb. 40, sind nur Fasensteine verwendet.

Das Mauerwerk steht im Blockverbande und zeigt gelbliche Steine, die 5,5, 12 und 25 cm groß sind. Der Bau mag dem 15. Jahrhundert angehören.

Meetkerke bei Brügge.

Die Marienkirche in Meetkerke ist jetzt, Abb. 43, eine dreischiffige Halle mit flacher Holzdecke und geradem Chorschluß und hat einen Turm an der Westseite des Mittelschiffes mit anschließenden Querhausflügeln. Den Nachrichten zufolge ist der Bau in der Mitte des 14. Jahrhunderts entstanden und hat das Langhaus eingebüßt. Der Turm saß demnach auf der Vierung. Die Kirche war kreuzförmig. Abb. 42 gibt das Äußere wieder und zeigt den unten quadratischen, oben achteckigen Turm mit der achtseitigen Pyramide. Das Mauerwerk zeigt Blockverband und Ziegel von 5, 10 und 21 cm.

Houtham bei Brügge.

Vermutlich hat die im vorigen dargestellte Kirche einen Grundriß gehabt wie die von Houtham, Abb. 45. Deren Langhaus ist dreischiffig, war vielleicht basilikal und hat vier Joche. Daran schließen sich ein Querhaus mit Vierung und Turm darüber, drei Schiffe weiter östlich mit platt geschlossenen Nebenchören und einem

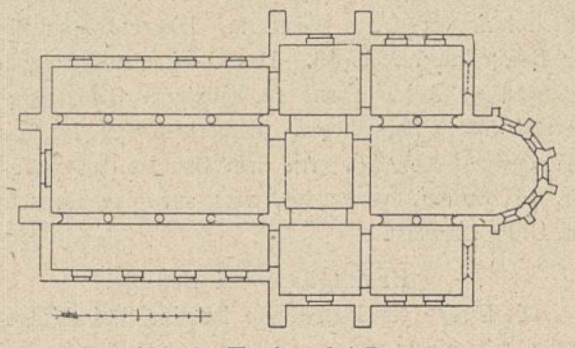


Abb. 45. Houtham bei Brügge.



Hauptchore, der fünf Seiten des regelmäßigen Zehnecks aufweist. Die schöne Baugruppe zeigt Abb. 44. Hoestermann bezeichnet die Kapelle, den Vierungsturm und das Mittelschiff als alt. Hier ist großes Format, 8, 14, 30 cm, und gotischer Verband zu sehen. Das gleiche gilt von der Südwand des

Abb. 47. Nischenwerk.



Abb. 48. Glockenhausfenster.

Abb. 46.

Zedelghem bei Brügge.

Querschiffes. Soweit der Bau alt ist, gehört er wahrscheinlich in die Zeit um 1300.

Zedelghem bei Brügge.

An der scheinbar ganz erneuerten Kirche von Zedelghem erregt nur der Turm, Abb. 46, die Teilnahme des Kunstforschers. Auf quadratischem Grundrisse aufgebaut, an den Ecken mit Strebepfeilern besetzt, ragt er bis auf ein Kaffsims unter den gekoppelten, tief gegliederten Glockenhausfenstern glatt empor. Im Erdgeschoß nimmt er eine bereits mit flachen Korbbogen geschlossene Tür auf, der zur Erleuchtung der Vorhalle ein zweiteiliges Fenster aufsitzt. Tür und Fenster sind zu einer Einheit zusammengefaßt, der Fensterbogen durch ein umrahmendes Bogengesims stark betont. Darüber folgt wieder ein Fenster mit Blenden daneben. Der schiefergedeckte Holzhelm ist niedrig und achteckig. Abb. 47 stellt im Grundrisse das Nischenwerk des Zwischengeschosses, Abb. 48 das der Glockenhausfenster dar. Die Ziegelmaße schwanken zwischen 5,5, 13, 19 und 6, 14, 24 cm.

Westerkerke bei Brügge.

Die Westerkerke bei Brügge ist eine dreischiffige Hallenkirche, hat einen Chor mit quadratischem Grundriß und wurde nach der gotischen Zeit in ihrem Bestande stark verändert. Von der alten Anlage besteht nur noch der dem Mittelschiffe vorgelegte Westturm. Dieser kommt hier allein zur Darstellung, Abb. 49. Das Glockenhaus zeigt ein unregelmäßiges Achteck auf rechteckigem Grundrisse von 7, 10 und 5,5 m Seitenlänge. Bemerkenswert ist das Spitzbogengesims, Abb. 50. An dem Bau ist das große Format, 6,5, 14, 30 cm, verwendet, was auf eine Entstehungszeit um 1300 hinweist.

Beckeghem bei Brügge.

Die Kirche von Beckeghem ist eine dreischiffige Hallenkirche mit einem Chore, dessen Grundriß mit drei Seiten

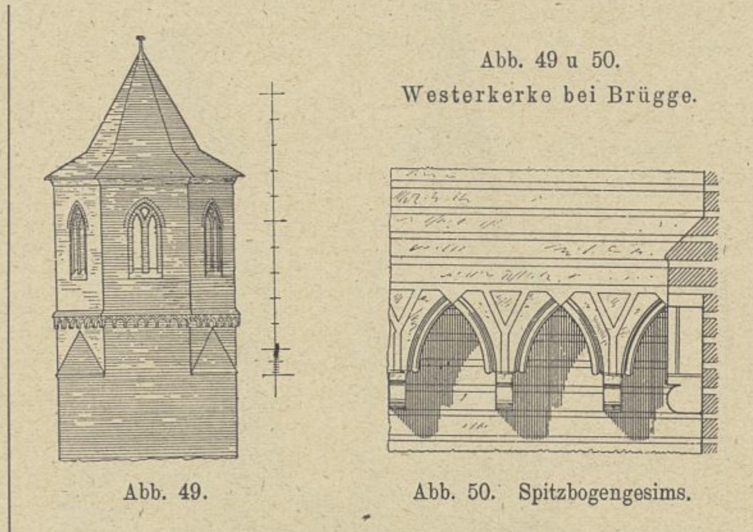


Abb. 49 u 50.
Westerkerke bei Brügge.

Abb. 49. Abb. 50. Spitzbogengesims.

des regelmäßigen Achtecks schließt. Der dargestellte Dachstuhl, Abb. 51, soll aus dem 17. Jahrhundert stammen und unterscheidet sich wesentlich von dem der gotischen Zeiten. Abb. 52 gibt von ihm einige Einzelheiten.

Ramskapelle bei Veurne.

Die Kirche von Ramskapelle ist eine dreischiffige Hallenkirche. Die Seitenschiffe endigen im Osten platt; dem Mittelschiff schließt sich ein Chor mit fünf Seiten des regelmäßigen Zehnecks an. Im Boden des Chores wurde auf der Grundlinie des Vielecks eine 90 cm starke Mauer aus großen Ziegeln gefunden, woraus auf den ursprünglich platten Schluß des Chores gefolgert werden muß. Abb. 53 gibt die Ostseite der Kirche, Abb. 57 die Fenstergewände dort. Der 7 m breite Westturm vor dem Mittelschiff, Abb. 58, bietet insofern etwas Neues, als er auf jeder Seite tiefe Mauernischen zeigt, die oben mit Spitzbögen geschlossen sind. In den Nischen liegen die Fenster. Eine wenig vorspringende Brüstung, Abb. 56, bekrönt das Ganze und schützt den Umgang am Fuße des steilen, schiefergedeckten, achtseitigen Helmes. Abb. 54 gibt ein Türgewände und Abb. 55 die Gliederung der unter dem Turmgesimse sitzenden Blenden. Das Erdgeschoß ist mit einem Kreuzgewölbe bedeckt, dessen Birnstabrippen auf gut entwickelten Kragsteinen ruhen.

Der Turm ist im 14. Jahrhundert entstanden. Sein Mauerwerk besteht aus regelmäßig wechselnden Läufer- und Binderschichten. Die Steine sind 5,5, 11, 21 cm groß.

Schoore bei Veurne.

Die Kirche von Schoore besteht aus einem kurzen dreischiffigen Langhause mit einem Westturm und verbreitertem dreischiffigem Chore, der ein vieleckig abgeschlossenes Mittel-

Abb. 51 u. 52. Beckeghem bei Brügge.

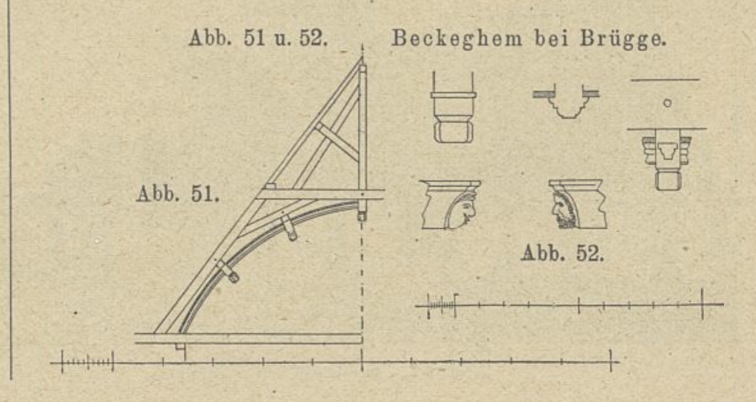


Abb. 51. Abb. 52.

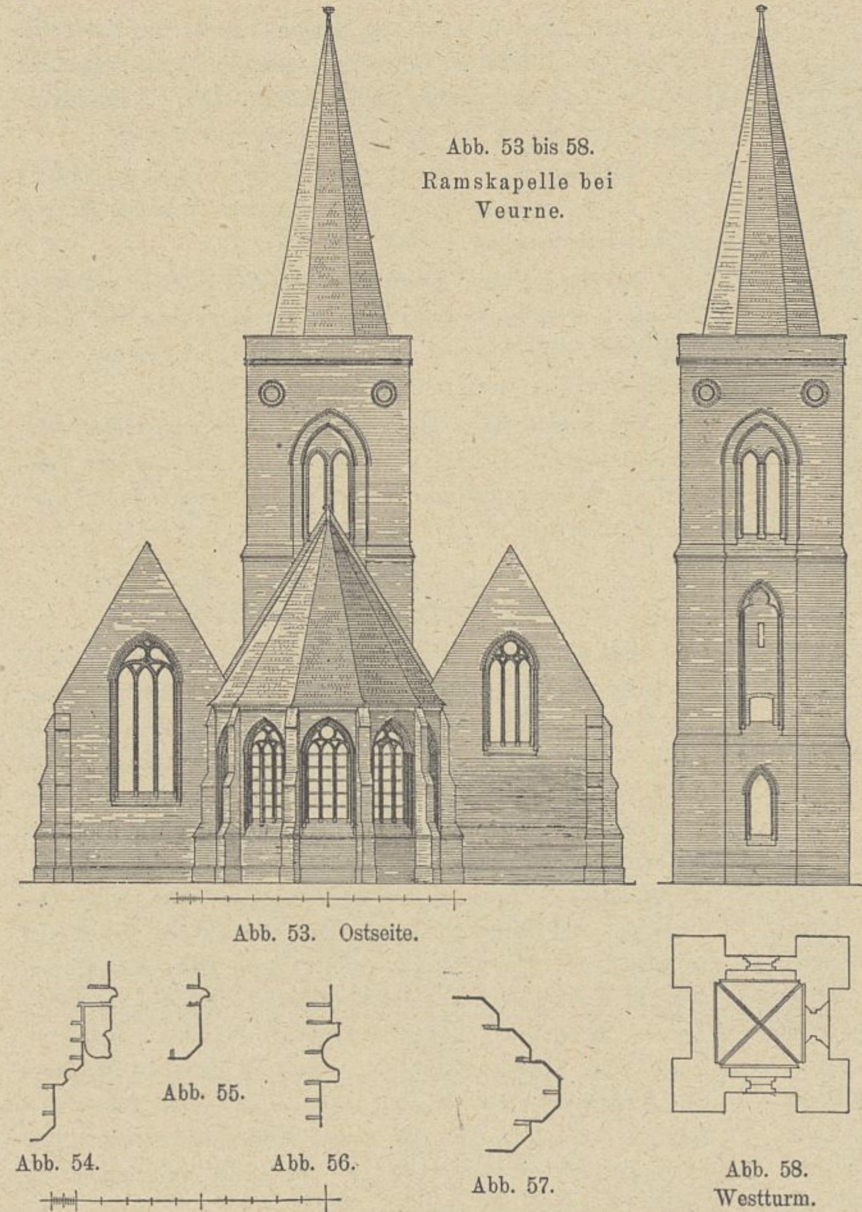


Abb. 53 bis 58. Ramskapelle bei Veurne.

Abb. 53. Ostseite.

Abb. 54. Abb. 55. Abb. 56. Abb. 57. Abb. 58. Westturm.

schiff bei platt geendeten Nebenschiffen zeigt. Den Bau zeichnen seine guten Verhältnisse aus. Ob sich die am südlichen Nebenchore sichtbare Jahreszahl 1515 auf die Erbauungszeit bezieht, ist ungewiß.

Der Turm, Abb. 63, ist ein so schönes Werk, daß seine Wiedergabe gerechtfertigt erscheint. Er gliedert sich in vier Geschosse, die nach oben zu zurücksetzen und durch Kaffsimse voneinander getrennt sind. Deren verschiedene Gestalt zeigt die Abb. 62. Die beiden mittleren Geschosse sind ohne Fenster, nur mit Mauerblenden geschmückt, Abb. 61. Das oberste Geschoß, die Glockenstube, hat große zweiteilige Fenster, Abb. 59. Über ihm sitzt eine Mauerbrüstung mit Pfostenvorlagen auf Kragsteinen. Die Ecken des Turmkörpers bleiben sichtbar und haben neben sich nach oben mit Steilschrägen zurücksetzende Strebepfeiler, Abb. 60. Den steinernen achtseitigen Turmhelm umzieht am Fuße ein Umgang, auf den Ecken begleiten ihn achteckige Türmchen, deren Helmkanten wie am Haupthelm mit Krabben besetzt sind. Der Mauerverband ist gotisch, nur beim Glockengeschoß Blockverband.

Die Ziegel haben 5,5, 12, 24 cm. Alles spricht dafür, daß der Turm am Ende des 13. Jahrhunderts, spätestens am Anfange des 14. Jahrhunderts gebaut wurde.

Lampernisse bei Veurne.

Die Kirche in Lampernisse, Abb. 67, setzt sich aus zwei Teilen zusammen, der westlichen dreischiffigen Halle und der breiteren östlichen dreischiffigen Halle. Die erstere hat ein 6,20 m breites Mittelschiff mit ins Dach ragender Holztonne und niedrige Seitenschiffe. Das Dach geht über alle drei Schiffe hinweg. Im Gegensatze hierzu sind beim Ostteil die Schiffe gleich weit und hoch, mit Holztonnen überdeckt. Die beiden Nebenschiffe enden im Osten platt, das Mittelschiff schließt mit einem herausgestreckten vieleckigen Chore ab. Die Bögen der Mittelwände ruhen auf zylindrischen Säulen aus Blaustein. Die Kapitelle haben schöne Kelche von einer Arbeit, die an die der Kirche in Damme erinnert. Auch bei dem Nischenwerk des Chores Abb. 66, kommt die Erinnerung an Damme. Die Chorfenster, Abb. 64, erheben sich auf dem in Abb. 65 gezeichneten Kaffsims.

Im Westen beendigt den Bau ein quadratischer Turm. Was mit den nördlichen Anschlußmauern beabsichtigt war, läßt sich heute nicht mehr feststellen.

Die Ziegel sind gelblich und wechseln in den Maßen. Am Turm haben sie 7, 14, 26 cm, am westlichen Teile der Kirche 5,5, 11, 22 cm. Am Turm findet sich gotischer Verband, sonst Blockverband. Daß Umbauten stattgefunden haben, beweist das häufige Vorkommen von großen Ziegeln im Mauerwerk. Allem Anschein nach liegt hier ein Bau aus der Zeit um 1300 vor.

Vincken bei Veurne.

Die Kirche in Vincken ist der von Lampernisse sehr ähn-

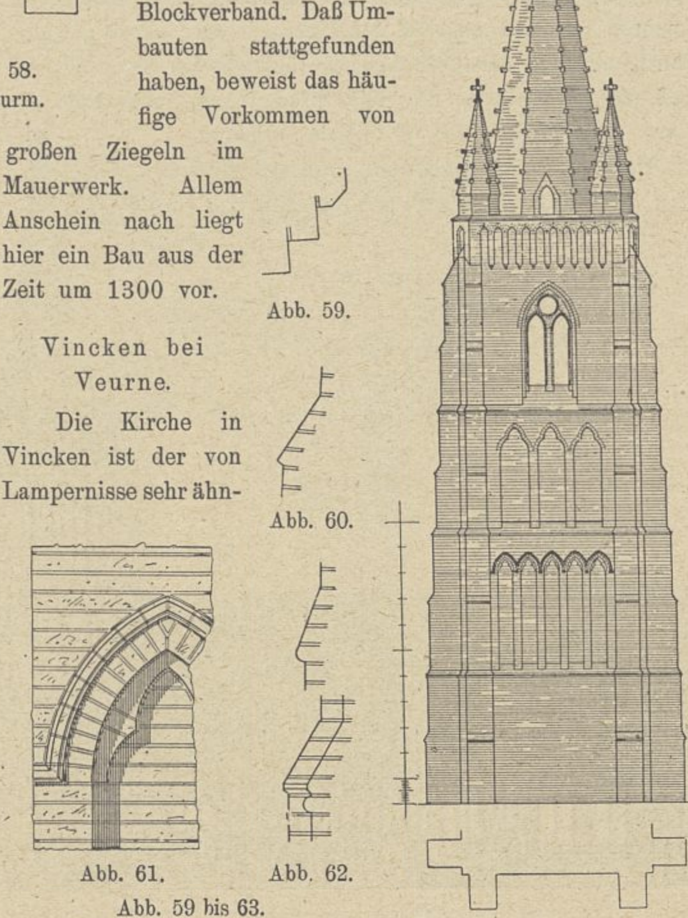


Abb. 59. Abb. 60. Abb. 61. Abb. 62. Abb. 63.

Abb. 59 bis 63. Schoore bei Veurne.

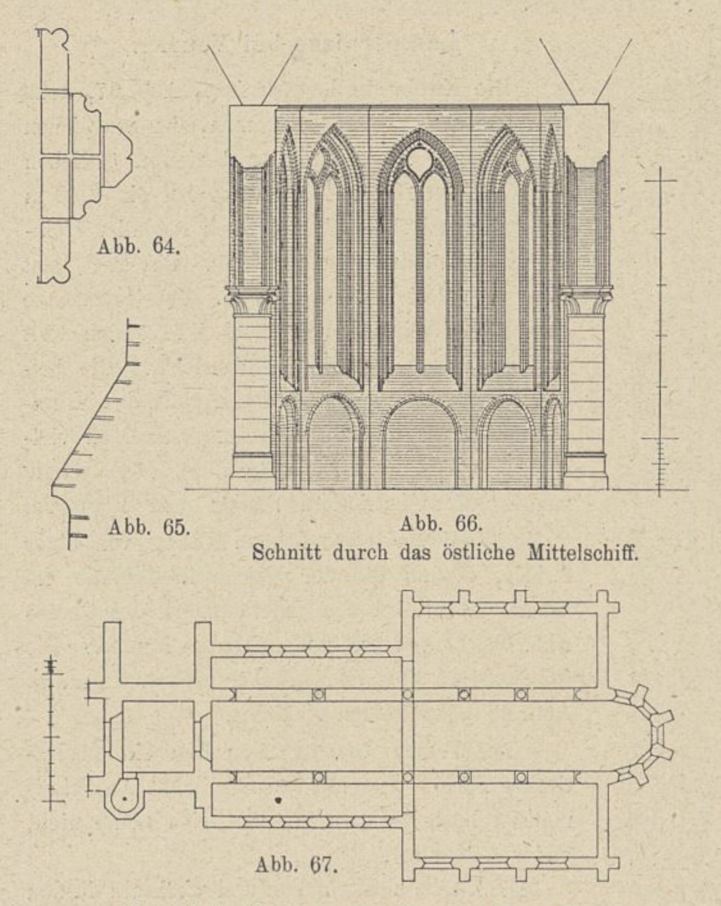


Abb. 64.

Abb. 65.

Abb. 66.
Schnitt durch das östliche Mittelschiff.

Abb. 67.

Abb. 64 bis 67. Lampernisse bei Veurne.

lich, wenigstens was den Grundriß, Abb. 68, angeht. Nur liegt hier eine wirkliche Vierung mit angelehnten Kreuzarmen vor. Das Langschiff hatte auf der Nordseite keine Strebepfeiler; sie sind erst später angesetzt. Der Querschnitt, Abb. 70, aber hat eine bemerkenswerte Abänderung erfahren insofern, als statt der Holztonne ein Vieleck gewählt wurde und die Seitenschiffdächer zugleich die Decke bilden. Daß diese Anordnung die Beleuchtung nicht begünstigt, ist klar. Abb. 71 gibt die in Ziegeln aufgeführten Mittelschiffsäulen wieder; bei ihnen fallen Basis und Kapitell durch ihre eigenartige Bildung auf. Abb. 69 bringt die schöne Ansicht der Nordseite, Abb. 74 das Kaffsims am Mittelchore und Abb. 75 das Fußgesims der kleinen Eckpyramiden am Turmhelm, Abb. 72 Fenstergewände vom Chore und Abb. 73 solche vom Turme.

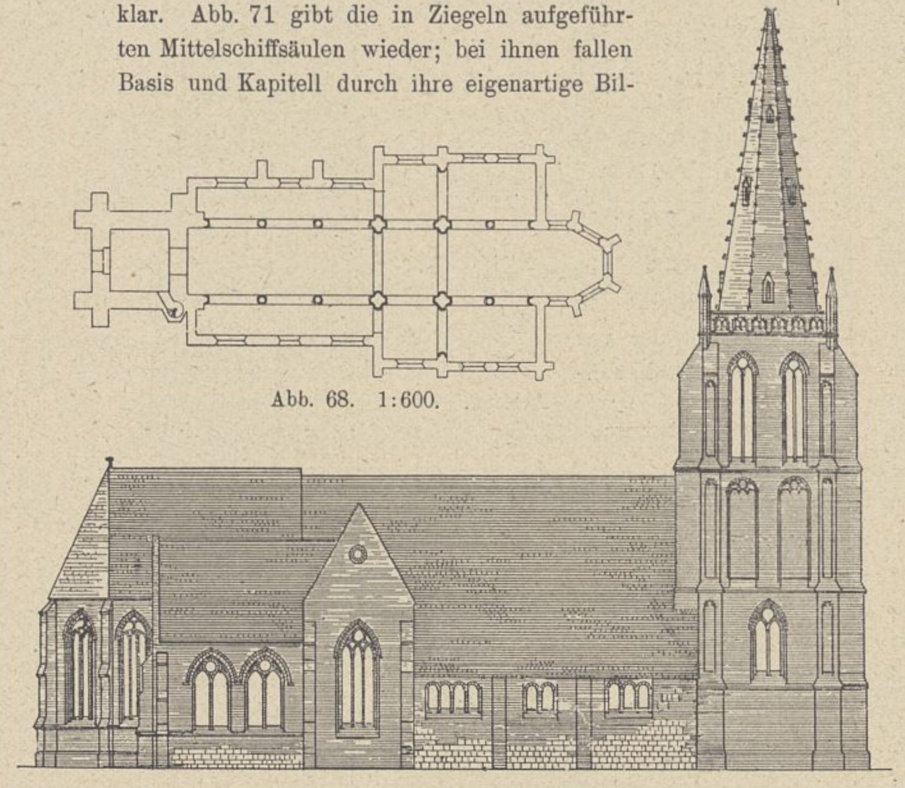


Abb. 68. 1:600.

Abb. 69. Nordseite. 1:400.

Hoestermann schweigt vom Turme. Meiner Ansicht nach ist er neueren Ursprungs, wenigstens in seiner jetzigen geradezu vollendeten Gestalt.

Die Mauern sind aus Feldsteinen und gelblichen Ziegeln im Blockverbande verschiedenen, meist aber kleineren Maßes ausgeführt. Es kommen 5, 10, 21 cm, 6, 11, 22 cm, auch 7, 12,5, 27 cm vor.

Die Kirche wird nicht in einem Zuge entstanden sein; keinesfalls geht der Anfang der Bautätigkeit vor das Jahr 1300 zurück. Nach Fenstermaßwerken zu urteilen, kommt auch das 15. Jahrhundert in Frage.

Gyverinchove bei Brügge.

Die kleine Kirche von Gyverinchove, Abb. 82, hatte früher ein Langhaus wie Vincken und eine ausgesprochene Vierung. Der Vierungsturm scheint der älteste Teil zu sein, denn er allein ist aus großen Ziegeln, 7, 15, 33 cm, erbaut. Nach einer Nachricht hat 1540 ein Umbau stattgefunden. Der südliche Chor war wie der nördliche ursprünglich flach geschlossen. Das Mauerwerk besteht zum Teil aus Feldsteinen; als Steinmaße wurden 5,5, 10, 21 und 6, 11, 25 cm beobachtet. Die Ziegel haben eine hellgelbe Farbe. Die Kirche zeichnet sich, wie Abb. 83 ergibt, durch gute Verhältnisse aus. Wie bei Vincken sind die Mittelschiffsstützen als zylindrische Säulen aus Ziegeln hergestellt und haben eine gute Ausbildung erfahren, Abb. 81. Abb. 76 gibt das Gewände des Mittelschiffensters wieder, Abb. 77 das eines Nebenchorfensters und Abb. 78 das eines Seitenschiffensters. Der Vierungsbogen ist nach Abb. 79, der große Mauerbogen im Chore nach Abb. 80 gebildet.

Abb. 68 bis 75.
Vincken bei Veurne.

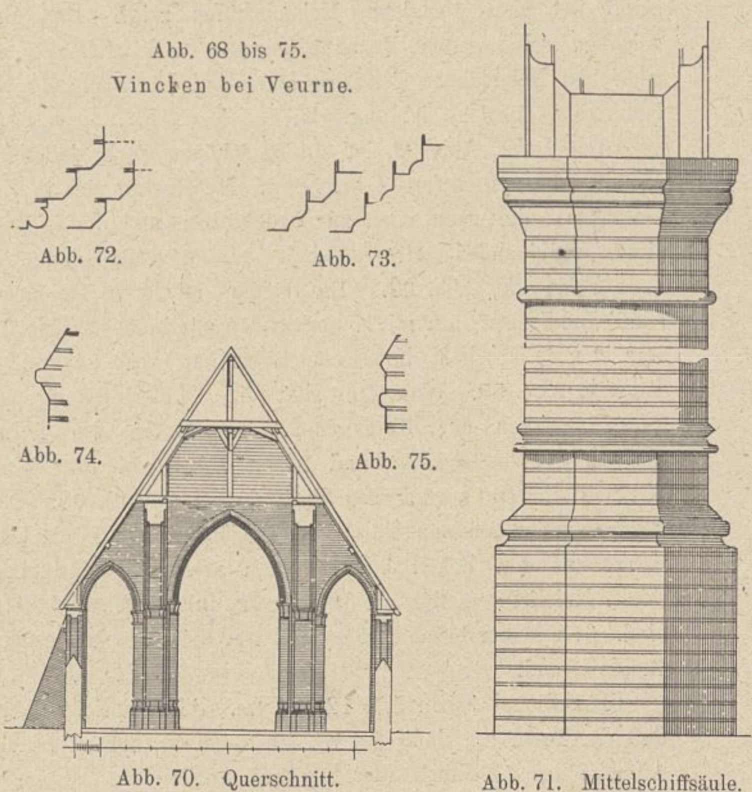


Abb. 72. Abb. 73.

Abb. 74. Abb. 75.

Abb. 70. Querschnitt.

Abb. 71. Mittelschiffsäule.

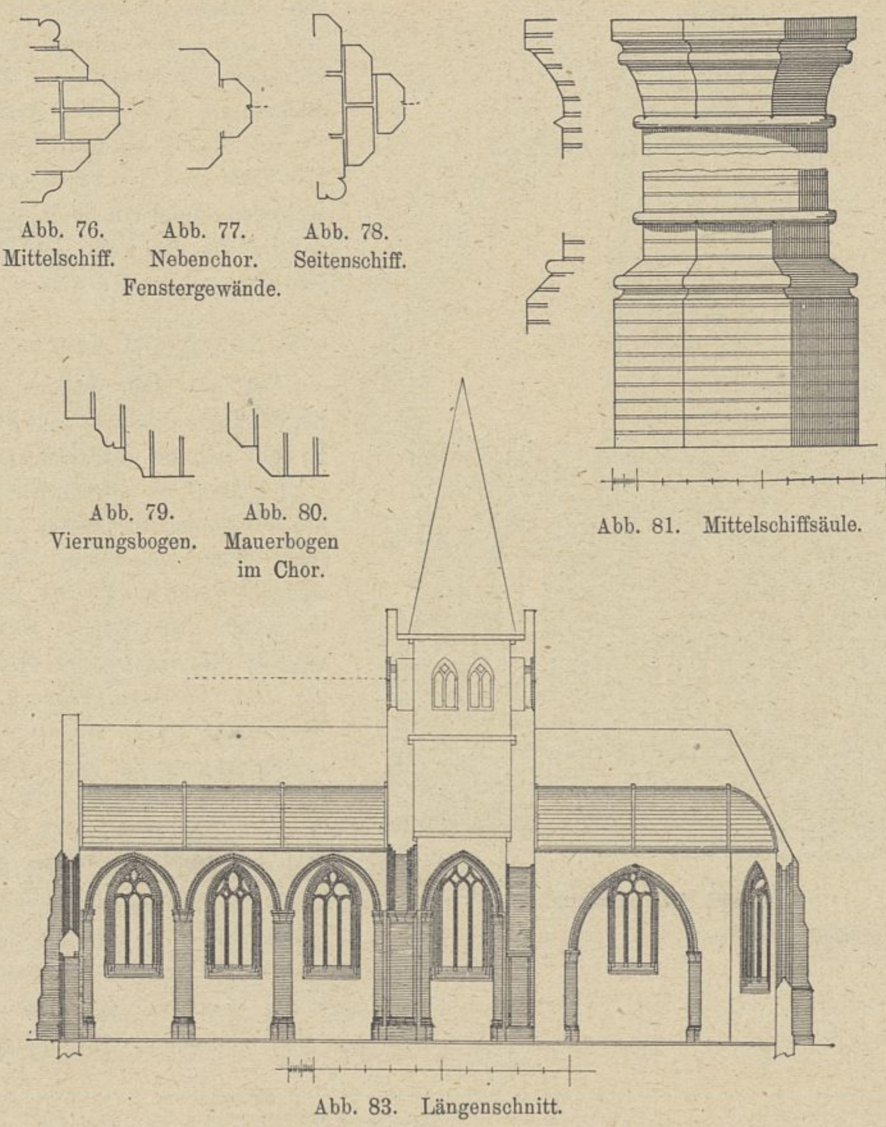


Abb. 76. Mittelschiff. Abb. 77. Nebenchor. Abb. 78. Seitenschiff. Fenstergewände.

Abb. 79. Vierungsbogen. Abb. 80. Mauerbogen im Chor.

Abb. 81. Mittelschiffsäule.

Abb. 83. Längenschnitt.

Abb. 76 bis 83. Gyverinchove bei Brügge.

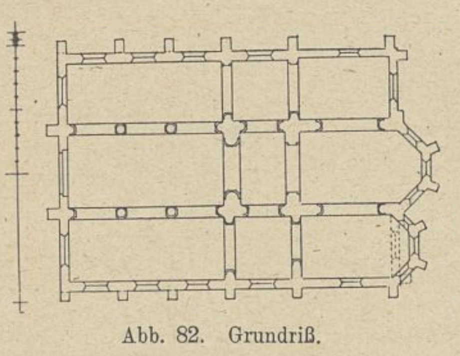


Abb. 82. Grundriß.

Wulpen bei Veurne.

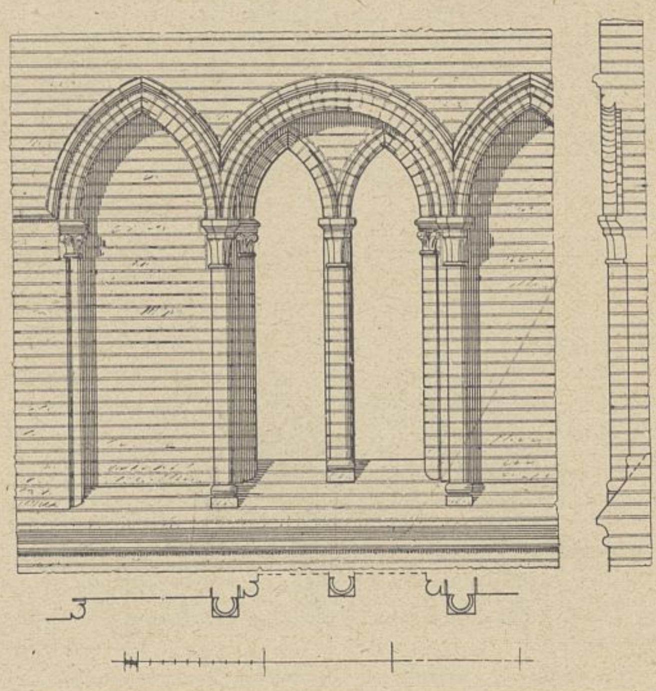
Von dem alten Bestande der Kirche in Wulpen scheint nur noch der Turm erhalten zu sein. Er hat quadratischen Grundriß, ist an der Nordwestecke mit einem Treppenturme besetzt und an der Südwestecke mit stark vorspringenden Strebepfeilern. Über das Hauptgesims des Mittelschiffes ragt er mit zwei Geschossen hinaus, von denen Abb. 84 das untere und Abb. 85 das obere Glockengeschoß zeigt. Eine hohe Steinbrüstung bekrönt ihn und umzieht den steilen mit Kantenblumen besetzten Ziegelhelm. Die Ziegel haben gelblich-rötliche Farbe, die Maße 5, 11, 23 cm und sind teils im Block-, teils im gotischen Verbande vermauert. Der Turm ist vermutlich noch im 13. Jahrhundert entstanden.

Stalhille bei Brügge.

Die Kirche in Stalhille, Grundriß in Abb. 88, besaß im Westen ein dreischiffiges Langhaus, eine Vierung mit Turm darüber

Abb. 84 u. 85. Kirche in Wulpen bei Veurne.

Abb. 84. Unteres Glockengeschoß.



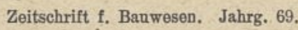
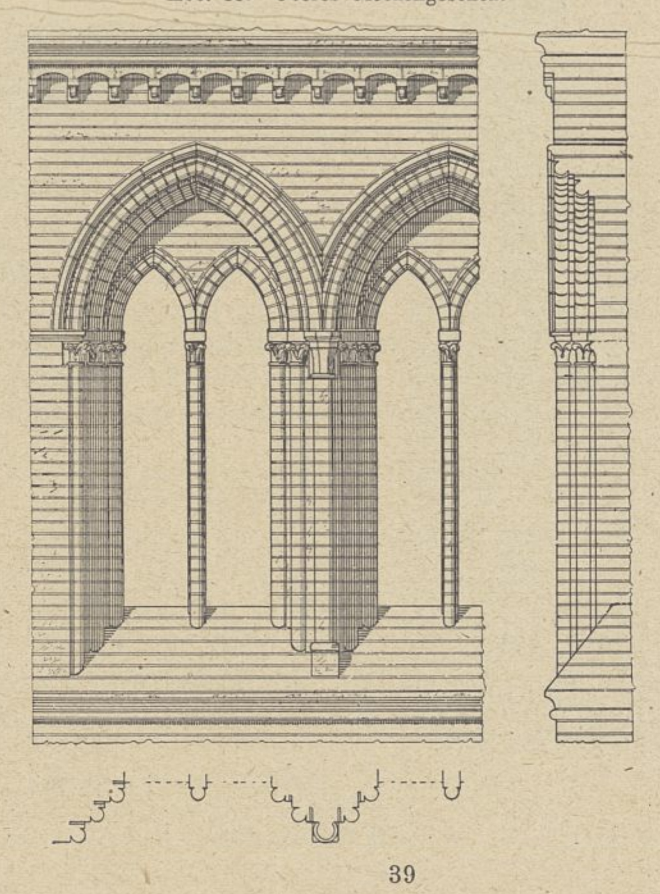


Abb. 85. Oberes Glockengeschoß.

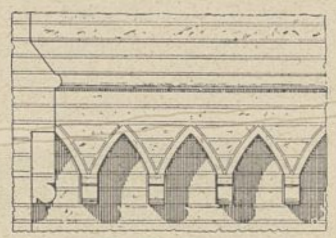


und ein Querschiff, im Osten einen langgestreckten, platt geschlossenen Chor und zwei Nebenchöre. Die Kirche hat Langschiff und Nebenchöre eingebüßt, dafür aber in dem nördlichen Nebenchore einen starken Zuwachs erhalten. Abb. 86 bringt die Ostansicht, Abb. 89 Einzelheiten von der Fenstergruppe des Hauptchores, Abb. 90 einen Giebelanfang, Abb. 91 die Blendbögen des unteren Turmgeschosses und Abb. 87 das Fußgesims des Glockenhauses.

Die Kirche ist mit einem Dachstuhl versehen, in den die Holztonne hineinragt. Das kreisrunde Fenster im Chorgiebel sorgt für gute Beleuchtung der Holztonne.

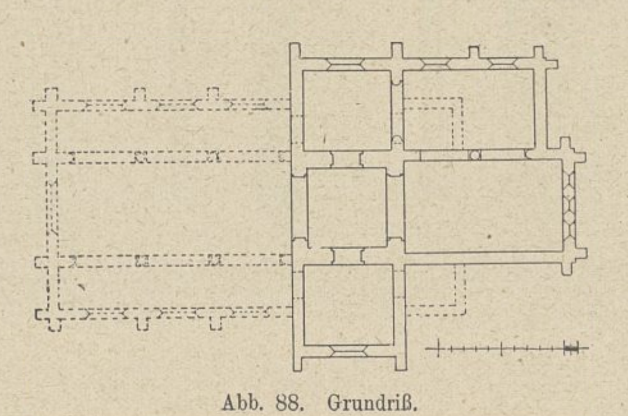
Die Formen weisen den ersten Bau in die Mitte des 13. Jahrhunderts, den Vierungsturm in eine wenig spätere Zeit und den Zusatzbau des Nebenchores in das 15. Jahrhundert. Hauptgesims und Turmhelm sind neuere Zutaten. — Die Steine haben große Maße, 7, 13, 30 cm, auch 6, 14, 28 cm. Hoestermann berichtet von roten Ziegeln und teilweise glasierten. Der Verband sei verschieden.


Abb. 86. Ostseite.
Abb. 86 bis 91. Stalhille bei Brügge.


Abb. 87.
Fußgesims des Glockenhauses.

Uytkerke bei Brügge.

Von der umfangreichen, wahrscheinlich vollkommen umgebauten Kirche in Uytkerke ist nur der nördliche Nebenchor übrig. Der Bauteil, Abb. 93, bildet jetzt ein Nebenschiff und ist durch den Ostgiebel und dessen schöne Fenstergruppe beachtenswert. Das ungeteilte Mittelfenster, Abb. 92, steigt in die Holztonne des Daches hinein und ist breiter und höher als die beiden Nebenfenster. Ein Bogengesims läuft über den oberen Teil des Mittelfensters und setzt sich wagerecht über die Nebenfenster fort.


Abb. 88. Grundriß.

Die schönen Fenstergewände sind mit Laubkapitellen aus Werkstein geschmückt. Die Mauerziegel haben das große Format 6, 7,5, 13 und 28 cm. Die Form und das Format berechtigen zu der Annahme, daß der Bau an das Ende des 13. Jahrhunderts gesetzt wird.

Bulskamp bei Veurne.

Von der alten Anlage ist nur der Turm erhalten, Abb. 99. Er baut sich auf quadratischem Grundriß auf, ist auf den Ecken mit Strebepfeilern besetzt und trägt einen steinernen, achteckigen Helm. Abb. 98 gibt das untere Gurtgesims. Während die Helmkanten mit Krabben aus Werkstein, Abb. 95, geschmückt sind, zeigen die aus gebranntem Ton hergestellten Krabben der kleinen Eckpyramiden die in Abb. 95a dargestellte Form. Der Turm ist durch das Blendenwerk hervorragend. Wie das Gewände des untersten Fensters aussieht, zeigt Abb. 97. Abb. 96 stellt das Gewände des Glockenhausfensters dar, Abb. 94 das einer Turmluke. Die Mauer-

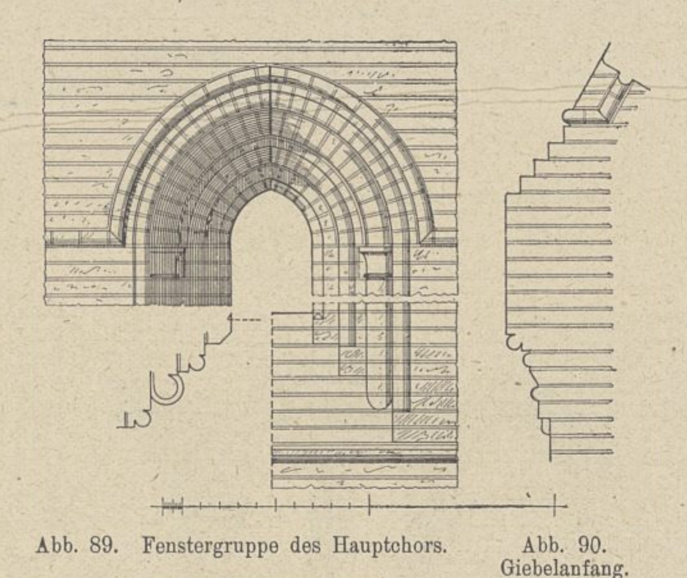

Abb. 89. Fenstergruppe des Hauptchors. Abb. 90. Giebelanfang.

Abb. 91. Blendbogen des unteren Turmgeschosses.

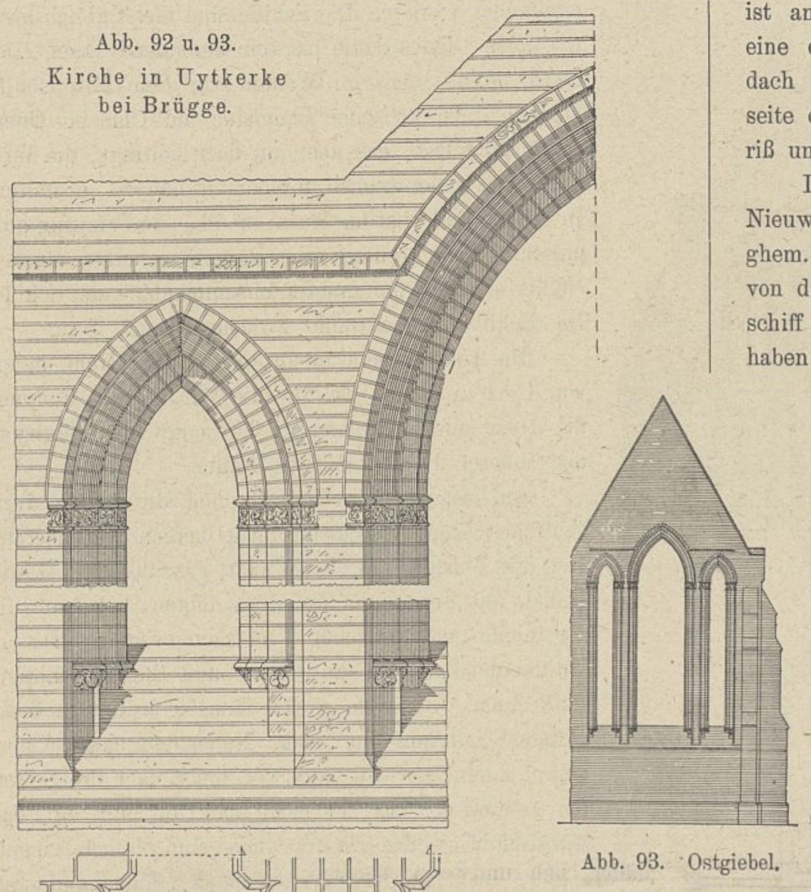


Abb. 92 u. 93. Kirche in Uytkerke bei Brügge.

Abb. 93. Ostgiebel.

Abb. 92. Mittelfenster.

steine haben die kleinen Maße, also 5, 11, 23 cm, auch 6, 11, 23,5 cm, und stehen im regelmäßigen Blockverbande. Die Steine sind auf der Ansichtsfläche scharriert. Obwohl an der Turmgalerie die Jahreszahl 1576 steht, dürfte es keine Frage sein, daß der Bau noch dem 15. Jahrhundert angehört.

Alveringhem bei Veurne.

Die dreischiffige Hallenkirche, Abb. 109, zeichnet sich durch ein Querhaus und den Vierungsturm, Abb. 108, aus. Die drei Chöre haben im Osten vieleckigen Schluß. Abb. 106 bringt das Kaffsims und die Sohlbankschräge des Chores, Abb. 107 vom südlichen Seitenschiff, Abb. 102, 103 und 104 die Fenstergewände des südlichen Chores, des nördlichen Querschiffes und des Westgiebels.

In Abb. 101 ist das Gewände der Blenden des toten Geschosses dargestellt, in Abb. 100 das Fenstergewände des Glockenhauses. An der Südostecke des Turmes befindet sich die Wendelstiege, im oberen Teile schön ausgebildet, mit steinernem Helme. Dessen Fußgesims gibt Abb. 105. Die Bekrönung des Turmes ist nicht mehr die alte.

Das Mauerwerk zeigt Blockverband und Steine kleinen Formates, 6, 11, 23 cm bis 6,5, 11, 24 cm. Die Steine sind zum Teil scharriert. Als Bauzeit darf für den Turm wohl das 15. Jahrhundert angenommen werden. —

Außer den im vorigen aufgeführten Kirchen von Damme, Blankenberghe, Meetkerke, Houtham, Zedeghem, Westerkerke, Beckeghem, Gyverinchove, Stalhille und Uytkerke bietet die Umgebung von Brügge noch manches schöne Beispiel. Hier ist an erster Stelle die Kirche von Wenduyne zu nennen; eine dreischiffige Hallenkirche mit Holztonnen und Satteldach über jedem Schiffe. Der Turm steht vor der Westseite des Mittelschiffes, erhebt sich auf quadratischem Grundriß und geht unter dem Glockenhause ins Achteck über.

Die gleiche Anlage findet sich bei den Kirchen in Nieuwmünster, Loghem, Knocke, Zuyenkerke und Oud-Ettelghem. Die Kirchen von Lekkeghem und Aertrycke weichen von diesen nur insofern ab, als der Westturm vor ein Nebenschiff gerückt ist; die Kirchen von Oostkamp und Couchelaere haben einen Vierungsturm. Einen solchen hat auch Westcappelle, aber in Verbindung mit einem Querschiff. Anders die Kirche von Houcke, bei der sich ein gemeinsames Dach über die drei Schiffe der Halle legt. Der Westturm ist mit starken Strebepfeilern besetzt und behält auch im Glockenhause den quadratischen Grundriß bei.

Die gleiche Bedeutung kommt den in und um Veurne im Südwesten Westflanderns liegenden Landkirchen zu. Von ihnen sind hier bereits die von Voumen, Oostkerke, Mannekensvere, Ramskapelle, Schoore, Vincken, Lampernisse, Wulpen und Bulskamp in Aufnahmen und Erläuterungen dargestellt worden. Die reine dreischiffige Hallenkirche mit hölzernen Längstonnen, gleich hohen Dächern und Westturm vor dem Mittelschiffe wie in Ramskapelle erscheint in den Kirchen von Raminghe, Veurne, Hoogstede, Middelkerke, Loo, Adinkerke, Pervyse, Rumbeke und Staden. Die gleiche Anlage, aber in Verbindung mit einem Querschiffe, wie in Voumen, haben die Kirchen von Houtham, Hondschote, Marckem, Leke und Eessen. Neuve-Eglise, Hype, Leysele, Beevem, Pollinchove und Weckem haben einen Vierungsturm an Stelle des Westturmes. Bei der Kirche in Nieuport steht der Turm mitten vor der Längsseite

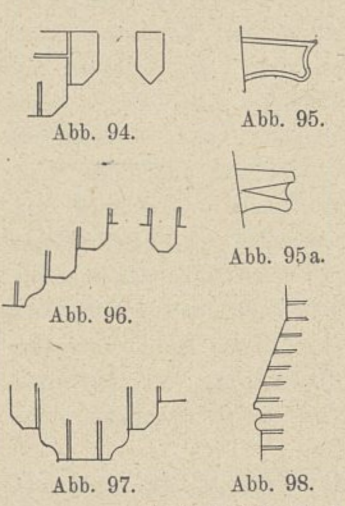


Abb. 94. Abb. 95. Abb. 95a. Abb. 96. Abb. 97. Abb. 98.

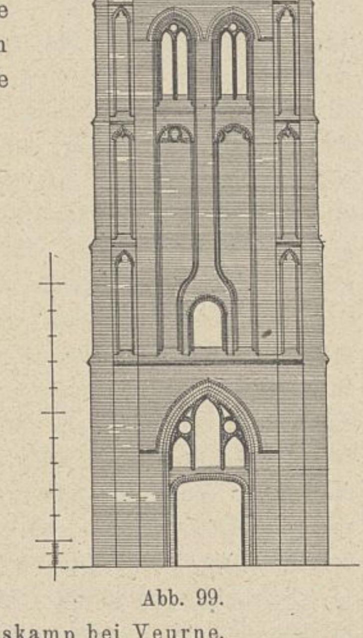


Abb. 99.

Abb. 94 bis 99. Bulskamp bei Veurne.

des nördlichen Nebenschiffes; außerdem tragen die Kirchen von Veurne und Hondschote und die S. Jacobskapelle mehr oder weniger große Dachreiter. Wenn die Kirchen von Moere, Lombartzyde und Boilshake nur ein Dach, noch dazu ein niedriges, haben, so ist dieses gewiß einer Erneuerung zuzuschreiben. Von der im vorigen gezeigten Gesamtanlage weichen nur die Kirchen von Oudecapelle, Wulveringhe und die S. Jacobskapelle ab. Oudecapelle hat einen dreischiffigen Chor, ein einschiffiges Langhaus und vor diesem einen Westturm. Wulveringhe hat jetzt zwei Schiffe mit zwei gleich hohen Dächern; sein Langhaus war aber eine dreischiffige Basilika. Die S. Jacobskapelle hat ein einschiffiges Langhaus und einen dreischiffigen Chor. In ihnen sehen wir Bauten, die nicht zur Vollendung und vollen Reife kommen konnten, weil Bauunterbrechungen und Planänderungen vorgekommen sind.

Abb. 100. Abb. 101. Abb. 102. Abb. 103. Abb. 104. Abb. 105. Abb. 106. Abb. 107. Abb. 108. Abb. 109.

Abb. 100 bis 109. Alveringhem bei Veurne.

Westflandern besitzt in seinem südlichen Teile in der Landschaft um Ypern das dritte große Kunstgebiet. Hier sind die Kirchen von Locre, Kemmel, Elverdinghe, Boesinghe, Bixschote, Becelaere, Poperinghe, Rousselaere, Vlaminghe, Vormezeele, Westoute, Woesten, Zillebeke und Zuydschote dreischiffige Hallenkirchen, mit Holztonnen, drei Dächern und einem Westturm vor dem Mittelschiffe. Den vorigen sonst gleichend, haben Proven, Reminghelst und Westvleteeren einen Vierungsturm, Stavele ein Querhaus und einen Westturm. Haringhe, Handzom und Crombeke sind auch dreischiffige Hallen, haben aber ein Querschiff und einen Vierungsturm. S. Jan ist ebenfalls eine dreischiffige Hallenkirche, deren Dach aber über alle drei Schiffe hinwegreicht, und besitzt außerdem ein Querhaus, aber keinen Turm. Dranoutre endlich ist eine dreischiffige Hallenkirche mit Holztonnen und drei Dächern über ihnen und einem Dachreiter hinter dem Westgiebel des Mittelschiffes.

Schlußbetrachtung. Die Mehrzahl der genannten Kirchen muß für die dreischiffige Hallenkirche in Anspruch genommen werden. Die Schiffe sind meist gleich breit und hoch. Jedes Schiff hat sein besonderes Dach. Der Turm erhebt sich im Westen vor dem Mittelschiff. Manchmal ist zwischen Langhaus und Chor ein Querschiff eingelegt, das aber nur dazu beiträgt, die Wirkung des Innenraumes unübersichtlich zu gestalten. In diesem Falle ist der Turm oft über der Vierung aufgerichtet. Die für diese Anordnung notwendigen starken Pfeiler zerreißen den inneren Zusammenhang der Schiffe. Die Schiffweite schwankt zwischen 5 und 8 m.

Die Kirchen sind nicht hoch. Ihre Höhe steigt von 6 bis zu 15 m. Da für die Wirkung des Raumes die Holztonne hinzukommt, befriedigt der Eindruck des Inneren in den meisten Fällen.

Am besten wirken jene Kirchen, die nur ein dreischiffiges Langhaus haben. Die beiden Nebenschiffe sind mit Vorliebe im Osten platt geschlossen. Glatte Giebel, die streng der Dachlinie folgen, bekrönen die westlichen und östlichen Umfassungswände. Der in Norddeutschland übliche Pfeiler- und Blendenschmuck fehlt ihnen. Nur ein großes Fenster bringt in diese Wände Gliederung und Leben. Neben dem platten Chorschluß kommt der vieleckige vor, meist nach drei Seiten des Achteckes. Er erstreckt sich oft nur auf das Mittelschiff. — Die Hauptgesimse sind einfach, ziegelmäßig, hoch und wenig ausladend. Manchmal sind sie mit einer Rinne hinter der dünnen Brüstungsmauer ausgestattet. Die Strebepfeiler setzen mit Schrägen zurück, und ihre reiche Ausbildung hat der Baustoff verboten. — Die Innenstützen der Mittelschiffwände sind zylindrische Säulen und erinnern an frühgotische Werke Nordfrankreichs. Die Mauerbögen sind, wie in Norddeutschland, mit Halbsteinrollen hergestellt. — Gegenüber der schlichten Haltung des Kirchengebäudes überrascht die oft aufwändige Ausbildung der Türme. Ihr unterstes Geschoß nimmt die hohe, gewölbte Vorhalle ein, mit einem Fenster über der Tür. Das Glockenhaus ist mit großen Fenstern versehen, ebenso das tote Geschoß. Hier tritt reiches Blendenwerk auf. Die gut abgestuften Strebepfeiler geben den Türmen ein festes und charaktervolles Aussehen. Aber auch die kleinen Türme befriedigen, durch schlichte, anmutige Anordnung. Die Helme sind spitz, aus Holz oder Backstein, meist achteckige Pyramiden und haben am Fuße oft einen Umgang und Brüstung davor.

Alles in allem betrachtet, zeichnen sich die Bauten durch eine wohltuende Einfachheit und Sachlichkeit aus. Das gilt auch von ihren Gliederungen. Hier treten uns die in Norddeutschland üblichen Ziegelformen entgegen; die Fasen, Hohlkehlen, Rundstäbe, die Karnise der Spätgotik und die Wassernasen an den Fenstersohlbänken und Kaffgesimsen. Ihre Wirkung ist aber schwächlich, weil der Vlame mit Vorliebe das kleine Ziegelformat verwendet. In dieser Beziehung zeigt sich der norddeutsche Backsteinbau weit überlegen. Die flandrischen Werke erreichen seine Höhe nur, soweit sie mit Ziegeln großen Formates hergestellt wurden.

Der Zweck dieser Abhandlung war nicht, die Zusammenhänge der flandrischen Kirchenbaukunst mit den Nachbarländern, Frankreich und Deutschland, zu erweisen, vielmehr nur einen Beitrag zu der Erkenntnis ihrer Sonderart zu geben. In diesem Sinne möge die Arbeit betrachtet werden.

Der flämische Holzbau.

Vom Regierungsbauführer Dr.-Ing. Ernst Grabbe in Berlin.

(Mit Abbildungen auf Blatt 32 bis 34 im Atlas.)



Abb. 1. Markt von s'Hertogenbosch im Jahre 1730.
Nach Zeichnung des Amsterdamer Malers und Zeichners Cornel Pronk.

A. Vorkommen und Verbreitung.

Die Bürgerhäuser der flämischen Städte wurden im Mittelalter und auch noch im 16. Jahrhundert durchweg als Holzbauten errichtet. Abbildungen, die uns den Zustand von Plätzen und Straßen dieser Städte im 16. und 17. Jahrhundert zeigen, lassen das deutlich erkennen. So sieht man die Platzwand des großen Marktes in Mecheln[1]) im Jahre 1580 als eine durch Steinbauten fast nicht unterbrochene Folge von Holzhäusern. Am großen Platz in Brüssel bestanden die zwischen dem Stadthause und dem Königshause liegenden Platzwände im 16. und auch noch im 17. Jahrhundert meist aus Holzhäusern. Dieses wurde allerdings durch den großen Brand gründlich geändert, welcher durch die von dem französischen Marschall Villeroi angeordnete Beschießung der Stadt Brüssel im Jahre 1695 entstand und das ganze Innere der Stadt in Schutt und Asche legte. Nach einer im Bandelooklöster in Gent erhaltenen alten Abbildung wurde der Freitagsmarkt in Gent noch im Jahre 1666 überwiegend von Holzhäusern umsäumt. Auch in Ryssel (Lille) umschlossen Bürgerhäuser aus Holz die vereinzelten steinernen Patrizierhäuser oder das steinerne Klostergebäude, wie Zeichnungen von der rue de Paris aus dem Jahre 1612 zeigen;[2]) in Ryssel bestand noch um 1699 ein Viertel der Bürgerhäuser aus Holz, 1730 waren deren noch 790 vorhanden.[3]) Unsere Text-Abb. 1 zeigt — nach einer Zeichnung des Amsterdamer Malers und Zeichners Cornel Pronk — den Markt der holländischen Stadt s'Hertogenbosch im Jahre 1730, wo um diese Zeit noch etwa die Hälfte der Häuser Holzhäuser waren. — Die Zeugen dieser einst so blühenden Holzbaukunst sind fast sämtlich untergegangen. Im folgenden soll eine Zusammenstellung der wenigen noch vorhandenen und der uns durch Aufnahmen erhaltenen Bauten gegeben werden, wobei durch die angeführten Orte gleichzeitig das Gebiet umschrieben wird, in welchem das flämische Holzhaus heimisch war. Es ist erklärlich, daß in den großen Städten, welche in der Neuzeit einen großen Aufschwung genommen und infolgedessen ihre Straßen und Plätze stark verändert haben, der Holzbau zuerst hat weichen müssen. So ist in Brüssel kein Holzhaus erhalten;[4]) von Antwerpens Holzhäusern, von denen bis vor einigen Jahren noch mehrere bestanden, ist der kleine unbedeutende Holzbau in der Stoelgasse (Abb. 9 Bl. 34) der einzig übriggebliebene. Das zwischen Brüssel und Antwerpen gelegene Mecheln, das einen viel weniger raschen Aufschwung genommen und so sein Stadtbild treuer bewahrt hat als die beiden mächtigen Nachbarstädte, ist für uns die Hauptfundstätte für den flämischen Holzbau. Zwei besonders stattliche und außergewöhnlich breite Holzhäuser findet man in der vom S. Romualdplatz nach Norden führenden St. Katherinenstraße (Abb. 1 u. 5 Bl. 32); vier weitere Holzhäuser, die leider durch den Krieg stark gelitten haben, stehen entlang der Dyle, so ein reich verzierter Bau, das sogenannte Teufelshaus an der Haferwerft (Abb. 3 Bl. 33), drei andere Bauten (Abb. 8, 13 u. 14 Bl. 32), davon zwei zusammenstehend an der Salzwerft. Außerdem sind noch folgende Häuser erhalten, welche viel weniger bedeutend sind als die vorher angeführten und für die Kenntnis des flämischen Holzhauses keine neuen bezeichnenden Einzelheiten bringen. 1. ein stark verändertes Holzhaus in der Heembemdstraße Nr. 73, welches dem Antwerpener Hause nicht unähnlich ist, im Untergeschoß aber nicht aus Stein, sondern aus Ständerwerk besteht, 2. ein Haus in der Heembemdstraße Nr. 68, welches kein Obergeschoß mehr besitzt und dessen Dachgeschoß unmittelbar

1) Der letzte Holzbau vom großen Markt in Mecheln, genannt „In de Zwaan", der außer dem Dachgeschoß zwei Obergeschosse über dem Erdgeschoß besaß, wurde im Jahre 1818 abgebrochen. Derselbe ist nach einer Zeichnung im Stadtarchiv in Mecheln abgebildet im 2. Band (Tafel 12) des Werkes von Colinet und Loran: Verzameling der overblyfsels onzer nationale Kunst. 1874/75.

2) Abgebildet in Lille, ein Führer durch die Baudenkmäler der Altstadt von Adolf Feulner, Ltn. d. L., Seite 134 u. 135.

3) Ebenda Seite 135.

4) In Brügge am Park ist ein stattlicher Neubau aus Teilen reichverzierter Holzhäuser errichtet, welche angeblich ehemals in Brüssel gestanden haben.

auf dem Untergeschoß aufsitzt, 3. ein Haus in der Steenstraße, Ecke Stoofgasse (gegenüber lag das im Kriege zerstörte stattliche Holzhaus genannt „in de Peckton"), welches ebenso dem Antwerpener Hause nicht unähnlich ist und außerdem 4. in der Hanswiykstraße zwei kleine zusammenstehende Holzhäuser. In Löwen stehen noch drei allerdings wenig bemerkenswerte und stark veränderte Holzhäuser, davon das bedeutendste am Fischmarkt, ein anderes in der Brüsseler Straße. In dem weiter nach Osten gelegenen Diest ist ein bemerkenswerter Holzbau erhalten an der Ecke Pferdestraße-Heiligenberg (Text-Abb. 3 u. Abb. 13 Bl. 33), drei andere Holzbauten in der Ketelstraße. Die meisten Holzhäuser hat Hasselt, die Hauptstadt der Provinz Limburg, bewahrt (Text-Abb. 5 u. Abb. 1, 3 u. 8 Bl. 34); diese Häuser, wie auch die Diester Häuser, sind aber, obgleich sie derselben Gattung angehören, viel weniger bemerkenswert als die Häuser der weiter westlich gelegenen flandrischen Städte, wie also vor allen Dingen diejenigen Mechelns, wo das flämische Holzhaus wohl auch entsprechend dem Reichtum dieser blühenden Städte seine schönste und reichste Ausbildung erfahren hat. Wenden wir uns nun von der Linie Antwerpen-Brüssel weiter nach Westen, so finden wir in Gent nur ein einziges Holzhaus erhalten. Das Haus Jan Breydelstraße Nr. 20 u. 22, welches seinen Holzgiebel der Lys zuwendet (Abb. 2 Bl. 33); in Brügge deren zwei: das Haus Genthof Straße Nr. 7 (Abb. 8 Bl. 33) und ein Haus in der Kurzen Winkelstraße (Abb. 12 Bl. 33). In Ypern waren vor dem Kriege zwei Häuser in der Ryssel Straße und eins im Hofe der Hallen erhalten, welche natürlich mit der ganzen übrigen Stadt in diesem Kriege zugrunde gegangen sind. Aber glücklicherweise bestehen von Yperns alter Holzbaukunst Aufnahmen von dem Maler August Böhm, der um die Mitte des 18. Jahrhunderts in Ypern lebte und diese Denkmäler mit der Begeisterung der Romantik für die neuentdeckte germanische Bauart im Bilde festhielt. Diese Aufnahmen sind in dem Werke von Armand Heins: „Contribution à l'Histoire de l'Habitation privée en Belgique" abgebildet und der Allgemeinheit bekanntgegeben worden. Die gute Aufnahme [danach ist unsere Abbildung (Abb. 6 Bl. 33) gezeichnet] eines Holzhauses aus der Ryssel Straat (Nr. 80) in Ypern ist abgebildet im 1. Bande (Tafel 38 u. 39) des schon in Fußnote 1 angeführten Werkes von Colinet und Loran. Dasselbe war im Erscheinungsjahre (1873) dieses 1. Bandes offenbar noch vorhanden, während es von Heins im Jahre 1908 als „disparu" bezeichnet wird. In dem Werke von Heins, das ganz allgemein Skizzen von belgischen Bürgerhäusern sowie auch Einzelheiten davon wiedergibt, werden noch je ein (sämtlich ebenso nicht mehr vorhanden) Holzhaus aus Alost; aus Tournai, Jesuitenstraße, aus Audenarde, Bassée-Straße und aus Middelburg (nordwestlich Antwerpen), Langedelftstraße (Text-Abb. 2) abgebildet. Mit Middelburg haben wir das Gebiet des heutigen Niederländischen Staates betreten. Nach dem in der Zeitschrift für bildende Kunst, Jahrgang 1888, S. 160ff., veröffentlichten Aufsatz über die Holzarchitektur Hollands von Dr. Georg Galland ist die Zahl der jetzt noch bestehenden vollständigen[5]) Holzbauten in den nördlichen Niederlanden noch spärlicher als im Süden, obgleich der Holzbau in den nördlichen Provinzen bis zum Ende des Mittelalters in der von Flandern her beeinflußten Art durchaus vor dem Steinbau vorherrschend war. Von Galland wird außer einem nach dem alten oben angeführten Holzhause in Middelburg, Langedelftstraße, ebenda errichteten Neubau noch ein schlichter Holzbau im Beginenhof in Amsterdam als bestehend angeführt. In „De nederlandsche Stedenbouw" von C. H. Peters, Band 2, Seite 422 werden außerdem noch genannt: ein hölzerner einer Gracht zugekehrter Giebel eines Hauses in Alkmaar und ein hölzernes Häuschen in Edam. — Auch in den von Belgisch-Flandern südlich liegenden Städten Französisch-Flanderns hat der Holzbau dieselbe Ausbildung erfahren wie in den belgischen Schwesterstädten. In Ryssel (Lille) ist noch ein Holzbau erhalten in der rue de Fives. In Valenciennes stehen am großen Markt noch einige zum Teil stark veränderte Holzhäuser. Außer diesen mehrstöckigen Häusern befinden sich in der Famars-Straße 12 das durch Abb. 6 Bl. 34 dargestellte und an der Ecke Mons- und Kapuziner-Straße das durch Text-Abb. 4 perspektivisch dargestellte Holzhaus. Von Cambrais' Holzhäusern, die ich nicht aus eigener Anschauung kenne, liegt mir nur die Abbildung eines reichverzierten Hauses aus dem Jahre 1595 vor. In Cambrai, wie auch in den andern schon angeführten Städten mögen nur noch wenige dieser Bauten bestanden haben, die jedenfalls ihrer vergänglichen Art nach durch die kriegerischen Ereignisse zerstört worden sind.

5) In den nördlichen Niederlanden fand in der ersten Hälfte des 16. Jahrhunderts eine Rückbildung des Holzhauses statt, indem nur noch das Untergeschoß aus Ständerwerk, der ganze übrige Aufbau aber aus Stein (reiner Ziegelbau oder Ziegelbau mit Verwendung von Haustein) errichtet wurde; von solchen Häusern dürfte eine größere Anzahl auf unsere Zeit gekommen sein.

B. Entstehungszeiten.

Die Entstehungszeit der jetzt noch bestehenden und auch der uns in Abbildungen erhaltenen Holzhäuser fällt zum größten Teil ins 16. Jahrhundert. Die Häuser zeigen die Formen spätester Gotik oder früher Renaissance. Von Yperns einstigen Holzhäusern trugen einige ihr Entstehungsjahr inschriftlich festgelegt über der Tür: so das bei Heins Bd. 1 Abb. 8 wiedergegebene Holzhaus in der Lille-Straße das Jahr 1574; das in demselben Bande wiedergegebene zweigeschossige Haus, das „Le Jambon" genannt wurde, das Jahr 1566. Ein anderes Haus zeigte gotische Formen und war im Jahre 1513 errichtet worden. Die Entstehungszeit der meisten anderen, bei Heins abgebildeten Holzhäuser aus

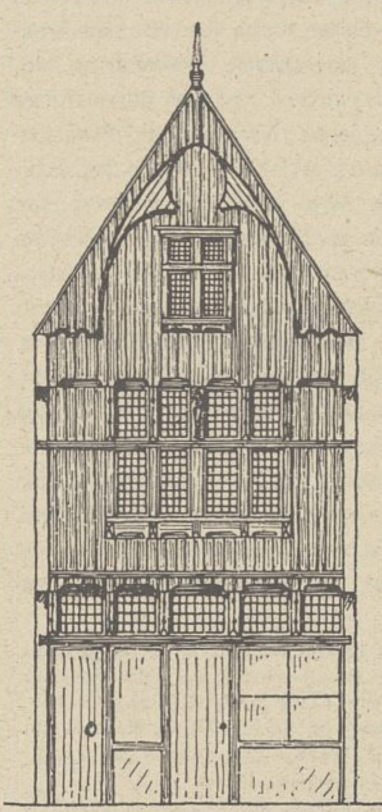


Abb. 2. Middelburg. Langedelftstraße.

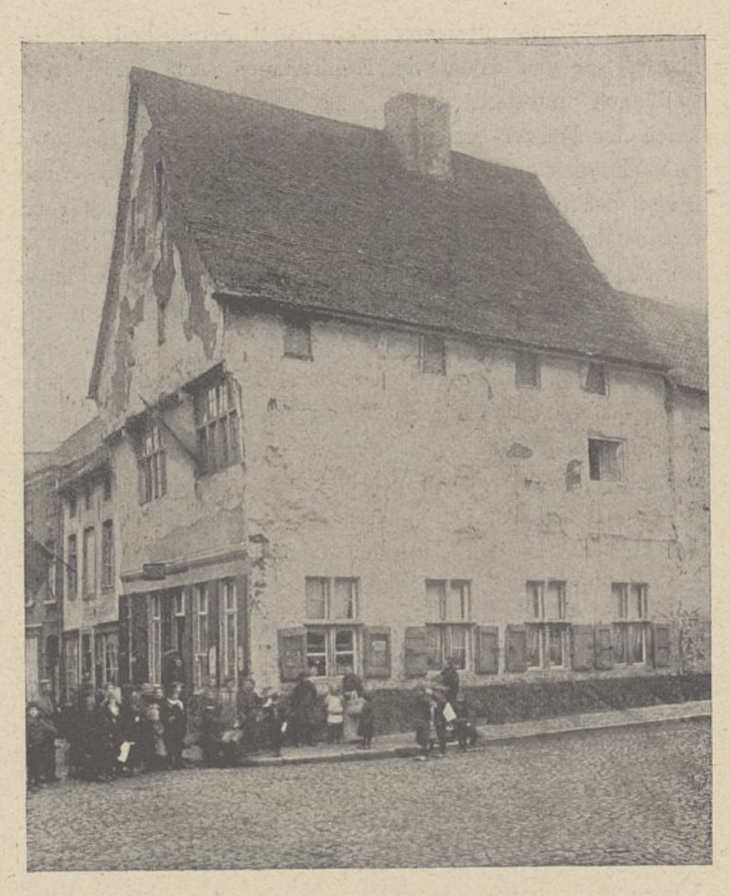


Abb. 3. Diest. Ecke Pferdestraße und Heiligenberg.

Ypern fällt in die zweite Hälfte des 16. Jahrhunderts. Von den uns erhaltenen und hier dargestellten Häusern gehören das kleine Giebelhaus aus Brügge, das Haus aus Gent, die Häuser aus Valenciennes, das Haus aus Mecheln, St. Katherinenstraße, das Haus aus Diest und wohl auch das Antwerpener Haus ihren gotischen Formen nach dem ersten Drittel des 16. Jahrhunderts an, alle anderen Häuser der Zeit der Frührenaissance. Eine Ausnahme bilden die Häuser aus Hasselt. Trotz ihres altertümlichen Aussehens sind die Hasselter Häuser wohl sämtlich erst im 17. Jahrhundert errichtet worden; das Haus Minderbroederstraße Nr. 10 trägt über der Tür die Jahreszahl 1644. — Daß uns keine Holzhäuser aus früherer, mittelalterlicher Zeit erhalten sind, kann erklärt werden einmal aus der Vergänglichkeit des Holzbaues überhaupt, insbesondere aber aus der weiter unten beschriebenen Eigenart des flämischen Holzhauses, die darin besteht, daß nur die nach der Straße hin gelegene Seite des Hauses aus Holzwerk gebildet ist. Dieses an sich zarte Holzwerk konnte aus den von Stein aufgeführten Umfassungswänden des Hauses leicht herausgenommen und durch eine steinerne Schauseite ersetzt werden, ohne daß dann der noch dem alten Holzhause angehörende Kern des Hauses irgendwelche Eigentümlichkeiten gezeigt hätte, an welchen er als solcher erkannt werden könnte. Holzhäuser, die anderseits später erbaut waren und dem 17. Jahrhundert angehören, wo doch in Deutschland noch viele Holzhäuser gebaut wurden, finden wir außer in der kleinen Stadt Hasselt nicht mehr. Strenge Verbote, Holzhäuser zu errichten, besonders wohl wegen der Feuersgefahr, mögen den Bau von Holzhäusern in den größeren Städten ganz unterbunden haben. Die letzte Blütezeit des flämischen Holzhauses im 16. Jahrhundert fällt mit der Herrschaft der Spanier in den Niederlanden zusammen. Dadurch kann der Name „spanische Häuser" erklärt werden, mit dem in dem jetzigen, damals zum Reiche der Habsburger gehörenden Französisch-Flandern, also etwa in den Städten Ryssel, Valenciennes und Cambrai die wenigen dort noch erhaltenen Holzhäuser flämischer Art benannt werden. Ebenso wie die spanische Herrschaft mag den Einwohnern Französisch-Flanderns das von Norden kommende Haus fremd oder zum mindesten doch als etwas nicht von ihnen selbst Erfundenes erschienen sein, so daß sie diesen Häusern den Namen „spanische Häuser" beilegten.

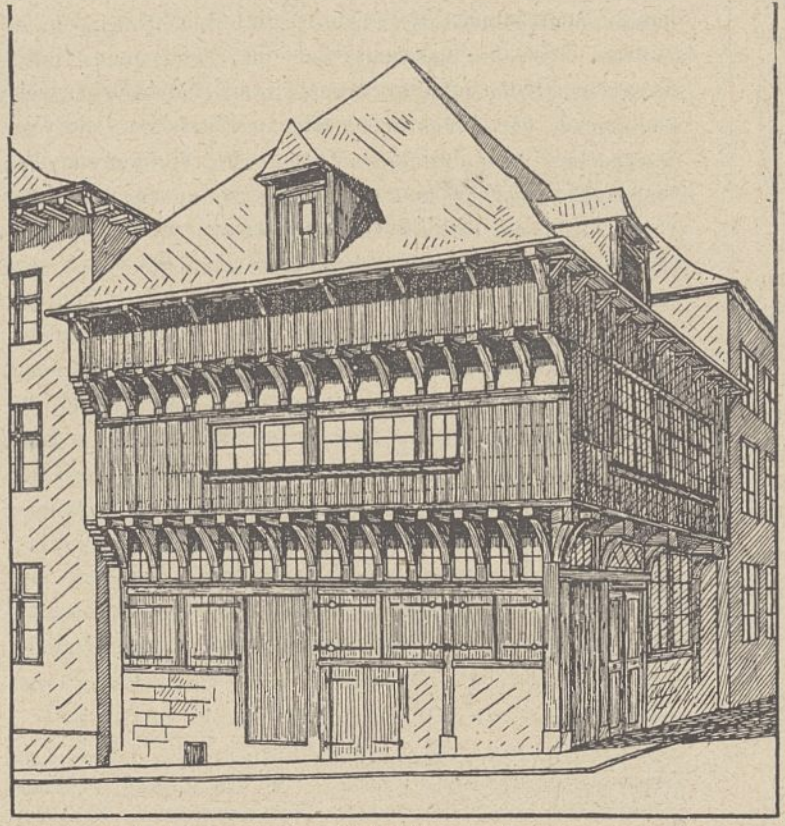


Abb. 4. Valenciennes. Ecke Mons- und Kapuziner-Straße.

C. Die Haltung des Hauses.

Bei weitem am häufigsten wendet das flämische Holzhaus den Giebel der Straße zu. Eine Ausnahme bilden die in ziemlich großer Zahl erhaltenen Holzhäuser der Stadt Hasselt in der Provinz Limburg, die sämtlich die Traufseite der Straße zukehren, so mehrere zusammenstehende Häuser in der Minderbroederstraße und in der Raamstraße, ein Haus in der Maestrichter Straße, ein Haus in der Nieuwstraße und andere. Überhaupt scheint in den östlichen Landstrichen, z. B. auch in Diest, die Stellung der Häuser mit der Traufseite nach der Straße häufig gewesen zu sein. Während in den westlichen großen flandrischen Städten das Giebelhaus durchaus überwiegt, finden sich doch auch hier vereinzelte Traufenhäuser, so stehen in Mecheln die beiden kleinen zusammenliegenden Häuser der Hanswijkstraße mit der Traufseite nach der Straße, wenn die Breite der Häuser auch nur 3,60 und 4,40 m beträgt und die Tiefe jedes einzelnen Hauses größer ist als seine Breite. Ein anderes Traufenhaus ist in dem durch Abb. 12 Bl. 33 wiedergegebenen Holzhause der Kurze Winkelstraße in Brügge erhalten. In dem Werke von Heins, Bd. 1 Abb. 15, ist nach Böhm ein sehr stattliches

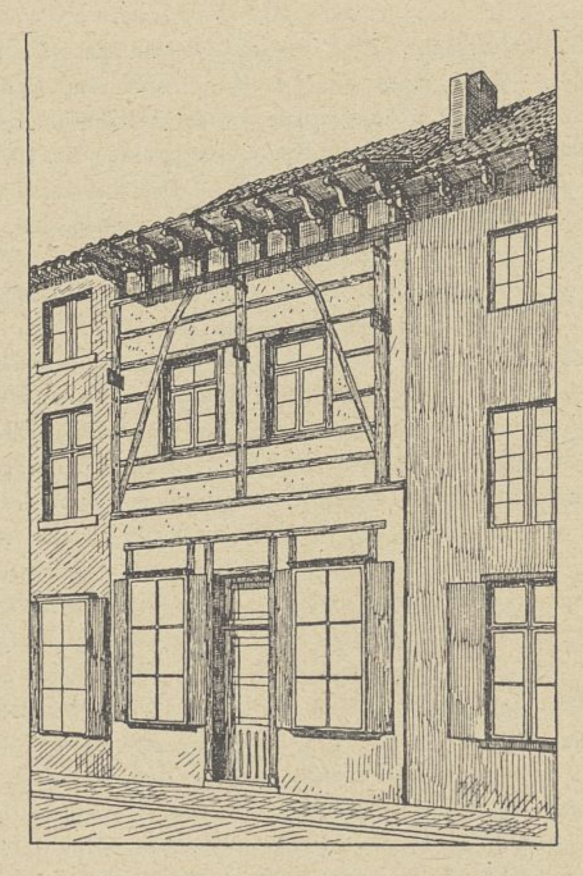


Abb. 5. Hasselt. Maestrichter Straße 22.

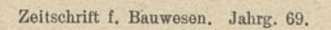
Holzhaus aus Ypern dargestellt, das in der Toulons-Straße 33 lag und seine Traufenseite der Straße zukehrte; ein unbedeutender ebenso beschaffener Bau, welchen Abb. 11 ebenda wiedergibt, stand in der Thourout-Straße. Im zweiten Bande desselben Werkes finden wir ein ebenso nicht mehr vorhandenes Holzhaus mit der Traufe nach der Straße aus Alost, im vierten Band Traufenhäuser aus Middelburg. — Das flämische Holzhaus besitzt zumeist ein Geschoß zu ebener Erde, ein Obergeschoß und das Giebelgeschoß. Häuser mit zwei Obergeschossen kommen selten vor; das Genter Haus hat mehrere Obergeschosse über dem Erdgeschoß, bei Heins ist ein nicht mehr vorhandener, mehrstöckiger Holzbau aus Ypern, genannt Le Jambon, abgebildet. In Löwen am Fischmarkt steht ein Holzhaus mit zwei Obergeschossen, ebenso sind in Valenciennes am Markt mehrere sehr schmale Häuser mit zwei Obergeschossen erhalten. Man möchte daraus schließen, daß für hervorragende Plätze eine durchgehende Bebauung mit mehrgeschossigen Häusern vorgekommen ist. Die ganze Haltung des flämischen Holzhauses ist eine einfache und symmetrische, wobei unter symmetrisch nicht eine unbedingt gleiche von der Mitte nach beiden Seiten hin gehende Bildung zu verstehen ist. So ist das Erdgeschoß selten nach der Mitte zu von beiden Seiten gleich gebildet, und die Tür ist selten in der Mitte, viel häufiger an die Seite gerückt gelegt worden. Das Erdgeschoß ist häufig aus Stein wie bei dem kleinen Antwerpener Hause — und so nach Abbildungen nicht mehr vorhandener Antwerpener Häuser hier sehr häufig —, bei dem Hause aus Diest und dem Hause aus Hasselt, Nieuwstraße errichtet worden. Das Obergeschoß ist immer von der Mitte aus nach beiden Seiten hin gleich ausgebildet worden; diese Ausbildung brauchte auch auf irgendwelche Aufteilung des Obergeschosses durch Zwischenwände keine Rücksicht zu nehmen, da das Obergeschoß — wie übrigens auch das Untergeschoß — einräumig war und weder von Trennwänden noch von Stützenstellungen unterteilt wurde. Es kommen besonders zwei Arten der Fenster- und Ständereinteilung des Obergeschosses ziemlich gleichmäßig häufig vor; entweder ist die ganze Breite des Obergeschosses durch die in gleichen Abständen voneinander entfernt stehenden Ständer in gleich breite Fenster (oder Läden) geteilt, so in Mecheln an dem Hause in der Katherinenstraße, an dem rechten der beiden zusammenstehenden Häuser an der Salzwerft und an dem Hause an der Haferwerft, oder die Mitte des Obergeschosses wird von einem meist vierteiligen Fenster eingenommen, sodaß zu beiden Seiten des vierteiligen Fensters noch Wandfläche übrig bleibt, so an Mecheler Häusern, dem Genter und Brügger Giebelhause und anderen. — Die bedeutende Wirkung des Giebels für das Aussehen des Hauses wird hervorgerufen durch den allen flämischen Holzhäusern eigentümlichen hohen Kniestock und durch die nach irgendeinem Umriß ausgeschnittenen Schutzgiebel. Während im deutschen Fachwerkbau das Fachwerk das Aussehen des Hauses bestimmt, ist die Schauseite des flämischen Holzhauses äußerlich zumeist mit einer Bretterverschalung versehen, sodaß das Fachwerk nur an den die Wand unterbrechenden Öffnungen sichtbar wird.

D. Der Aufbau des Hauses.

1. Die Umfassungswände. Bei der Beschreibung des Aufbaues des flämischen Holzhauses muß gleich der Umstand hervorgehoben werden, daß wir es meistens nicht mit einem reinen Holzbau zu tun haben, daß also nicht der ganze Unterbau des Hauses aus Holz besteht, sondern außer dem Dachwerk nur die Straßenseite des Hauses. Aus dem in Abb. 4 Bl. 32 wiedergegebenen Grundriß des Hauses St. Katherinenstraße in Mecheln und ebenso aus dem des Hauses Genthofstraße Nr. 7 (Abb. 10 Bl. 33) in Brügge ist erkennbar, daß die Rückwand und die Seitenwände dieser Häuser aus Stein aufgeführt waren, wobei die beiden freien Endigungen der Seitenwände nach der Straße so weit vorgezogen sind, daß die äußere Fläche der Verbretterung des Fachwerks meistens noch um einige Zentimeter hinter der Vorderfläche der seitlichen Zungenmauern zurückliegt und daß so das Fachwerk der Schauseite vom Steinwerk ganz geschützt wird. Diese Anordnungen zeigen nicht nur die Häuser, welche die Giebelseite der Straße zukehren, sondern auch die Häuser mit der Traufenseite nach der Straße (siehe das Haus in Brügge, Kurze Winkelstraße, Abb. 11 Bl. 33). Auch Eckhäuser haben an den beiden Seiten, mit welchen sie ihre Nachbargrundstücke berühren, zumeist steinerne Umfassungswände erhalten, wie das Eckhaus in Valenciennes an der Ecke der Mons- und Kapuziner-Straße zeigt (Text-Abb. 4). Die so beschriebene Anordnung ist zweifellos auf Bestimmungen zurückzuführen, die in den größeren flämischen Städten frühzeitig zur Verminderung der Feuersgefahr erlassen wurden.[6]) Der Umstand, daß die Grundstücke außer-

6) Siehe z. B: „Geschichte der holländischen Baukunst und Bildnerei" von Dr. Georg Galland, S. 36: Auch gegen Holzbauten richteten sich vereinzelt öffentliche Warnungen, so in Enkhuysen (1505, 1506 und 1512), wo man bereits im Jahre 1532 steinerne

ordentlich schmal waren, und die Häuser ohne Zwischenraum nebeneinander standen, mag solche Erlasse besonders notwendig gemacht haben. In kleineren Städten, wie z. B. in Diest und Hasselt, erschien die Feuersgefahr weniger groß, und hier sind auch reine Fachwerkbauten erhalten, allerdings mit der Einschränkung, daß das Erdgeschoß oft aus Stein ausgeführt war. Es ist wohl anzunehmen, daß im frühen Mittelalter, aus welcher Zeit Holzhäuser nicht mehr vorhanden sind, auch in den größeren Städten, wo sich jetzt keine reinen Holzbauten mehr befinden, solche vorhanden gewesen sind und daß erst unter dem Einfluß der einschränkenden Bestimmungen die jetzt vorliegende Entwicklungsstufe des zurückgebildeten Holzhauses erhalten ist. Die steinernen Umfassungswände sind aus Ziegelmauerwerk meist 28 cm — $1^1/_2$ Backstein stark (kleine Form) ausgeführt worden. Die beiden nach der Straße hin frei endenden Zungen der Seitenwände sind von der Straße her allein sichtbar und haben auch eine bemerkenswerte Ausbildung erfahren. Meistens sind auch diese Zungen in Ziegelmauerwerk und nur Gliederungen in Haustein ausgeführt worden; es kommt aber auch vor, daß die ganze sichtbare Fläche der Zungenmauern mit Werkstein verkleidet worden ist, wie es an den beiden Häusern an der Salzwerft und an dem Hause in der St. Katherinenstraße in Mecheln geschehen ist. Das Zungenmauerwerk muß natürlich, wenn es seine Aufgabe, das Holzwerk der Straßenseite des Hauses zu schützen, erfüllen sollte, alle Gliederungen, die das Holzwerk zeigt, und besonders die Vorkragung der Geschosse mitmachen. Die Gliederungen, die erforderlich sind, um eine Vorkragung im Mauerwerk zu bewirken, sind meist aus Haustein und, wie das Beispiel des Hauses an der Salzwerft in Mecheln zeigen möge (Text-Abb. 6), meist durch die Wiederholung einer Anzahl gleicher Gliederungen von geringer Höhe hergestellt worden. Bei dem Hause in der Kurzen Winkelstraße in Brügge besteht der Viertelrundstab der Gliederung aus Backstein, die Hohlkehle dagegen aus Haustein (Text-Abb. 7). Anders ist die Vorkragung bei dem Mauerwerk des Hauses St. Katherinenstraße in Mecheln hergestellt, indem die Hausteingliederungen der Form des hölzernen Ständerkopfes ziemlich genau folgen (Text-Abb. 8). Außer den Vorkragungen der Geschosse sind die Gliederungen der Brüstungsriegel und der in Höhe des Losholzes liegenden Fensterriegel, die beide über die ganze Breite des Hauses hinübergehen, noch seitlich über die Schauseiten der Zungenmauern in Haustein fortgesetzt. Endlich trägt bei Giebelhäusern das obere Ende der Zungenmauer einige Gliederungen, gegen die das von den Traufseiten herkommende Dachgesims anläuft. Da die Sparren des Dachstuhls ohne Aufschieblinge sind, so ist das Dachgesims immer sehr schwach, häufig ist ein solches überhaupt nicht vorhanden. Das Hauptgesims an dem Hause in der St. Katherinenstraße in Mecheln besteht aus einfacher Hohlkehle mit Plättchen. Um für diese unbedeutende Vorkragung an der Schauseite der Straße einen bedeutenden Abschluß herzustellen, ist ein Viertelrundstab hinzugefügt,



Brandmauern vorschrieb. In „Die nederlandsche Stedenbouw" von C. H. Peters, Bd. 2, S. 406 ff. sind Beispiele angeführt von Stadtbränden und von Verordnungen gegen den Holzbau und die Ausführung weicher Bedachung, durch welche die Städte solche Brände zu verhüten suchten.

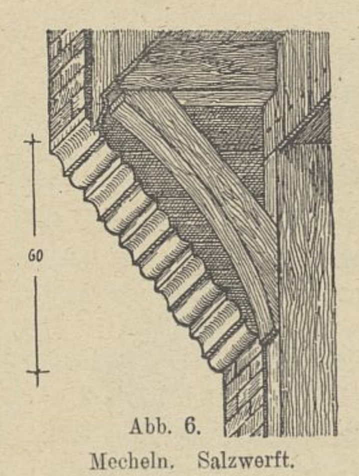


Abb. 6. Mecheln. Salzwerft.

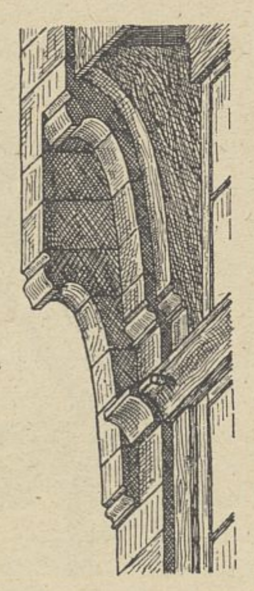


Abb. 8. Mecheln. Katherinenstraße.

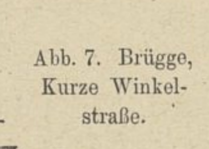


Abb. 7. Brügge, Kurze Winkelstraße.

wie Text-Abb. 10 zeigt. Ebenso sind an dem Hause Salzwerft in Mecheln an der Schauseite mehrere Gliederungen hinzugefügt, während das Hauptgesims nur aus einem einfachen Viertelrundstab besteht (Text-Abb. 9). Die steinernen Seitenwände haben oft zwei zusammenliegenden Häusern gemeinsam als Trennwand dienen müssen, wie es z. B. die beiden Häuser an der Salzwerft in Mecheln (Abb. 13 u. 14 Bl. 32) zeigen. Es entfällt dann bei verschiedener Geschoßhöhe dieser beiden zusammenstehenden Häuser für die danach verschieden hohen Gliederungen der Schauseite der Zungenmauer nur je die halbe Breite derselben. An der einen Schutzwand des Hauses St. Katherinenstraße in Mecheln findet man solche zweifachen Gliederungen (Text-Abb. 8), man kann daraus über das Aussehen, die Geschoßhöhen usw., der einstigen jetzt nicht mehr bestehenden Nachbarhäuser Schlüsse ziehen.

2. Das Gebälk. Um Art und Entstehung des im flämischen Holzhause gebräuchlichen Gebälkes festzulegen, das für den Aufbau des Hauses besonders für die Art der Vorkragung des Geschosses bestimmend war, wird man sich des urtümlichen germanischen Hauses erinnern müssen, an welchem solche Entwicklung stattgefunden hat.[7])

Das urtümlich germanische ganz gezimmerte Haus (Text-Abb. 11) besaß zum Abschluß nach oben hin keine Decke; der obere Abschluß wurde durch die Sparren des Daches gebildet. Das Dachwerk hatte in seinen Gespärren keine Balken, welche den Schub der Sparren aufnehmen konnten. Die Sparren setzten vielmehr auf dem obersten wagerechten Holz der Wand, dem Rahm des Fachwerkes auf. Die miteinander gleich-



Abb. 9. Mecheln. Salzwerft.

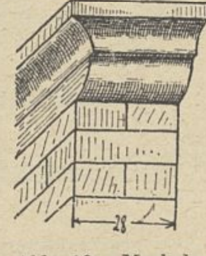


Abb. 10. Mecheln. Katherinenstraße.

7) So dargestellt in Friedrich Ostendorf, „Die Geschichte des Dachwerks".

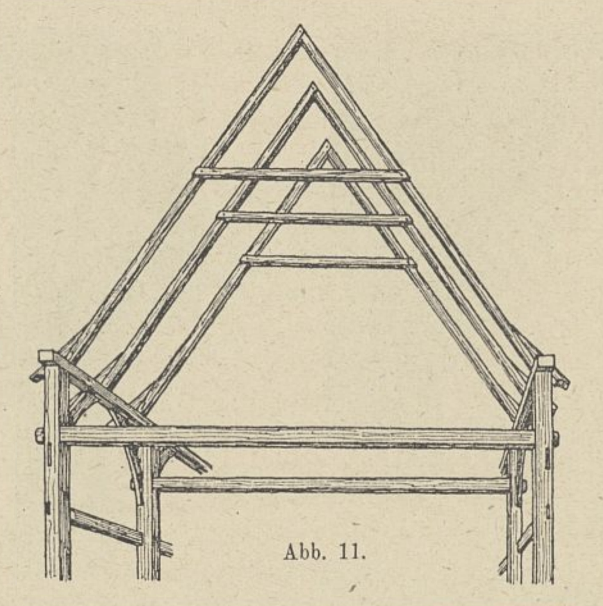


Abb. 11.

laufenden Wände der Traufseiten mußten natürlich bei größerer Länge außer durch die Giebelwände durch Ankerbalken zusammengehalten werden; solche Ankerbalken kommen noch an vielen späteren Fachwerkbauten vor, natürlich aber schon in Verbindung mit der Decke und beispielsweise in vielen Hasselter Häusern und bei dem Diester Hause (Abb. 13 Bl. 33) in den Bindern. Bei der weiten Entfernung der Ständer voneinander (bis 4 m) waren die Ankerbalken für die Aufnahme eines Bodenbelags ungeeignet; erst als man den Dachraum als Speicher nutzbar machen wollte, ging man dazu über, das vorhandene Gerüst zu verändern und zu ergänzen, und zwar verfuhr man hierbei in Deutschland anders als in Frankreich. In Deutschland wurden die Ankerbalken enger verlegt und vermehrt, so daß darauf die Deckendielen gelegt werden konnten (Text-Abb. 12). Es konnten Gespärre aus Balken und Sparren gebildet werden. In Frankreich wurden die vorhandenen Ankerbalken verstärkt, und auf diesen als Unterzügen wurde ein aus der Überlieferung des römischen Mauerbaues stammendes Gebälk von dünnen Balken in geringen Abständen gelegt, so daß die Unterzüge gleichlaufend mit der schmalen, die Balken gleichlaufend mit der langen Seite des Hauses zu liegen kamen (Text-Abb. 13). Dieses Gebälk war also unabhängig von den Sparren des Daches, wodurch der Drempelbildung Vorschub geleistet wurde.

Es ist nun für den Aufbau des flämischen Holzhauses von der größten Bedeutung, daß dieses in Frankreich ausgebildete Gebälk auch in den Niederlanden üblich wurde, wodurch das flämische Holzhaus natürlich dem französischen Holzhause näher steht als dem deutschen.

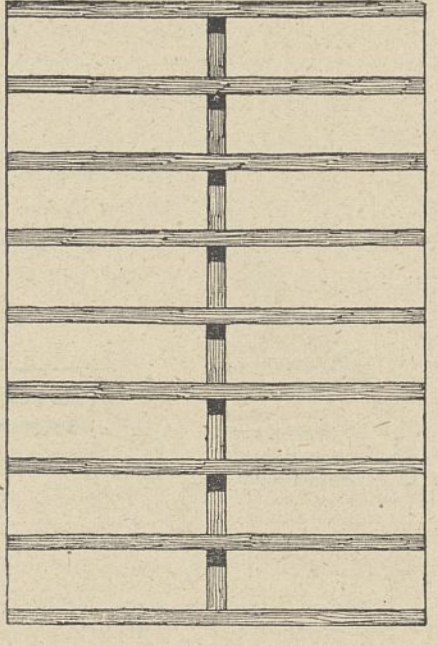


Abb. 12. Deutsches Gebälk.

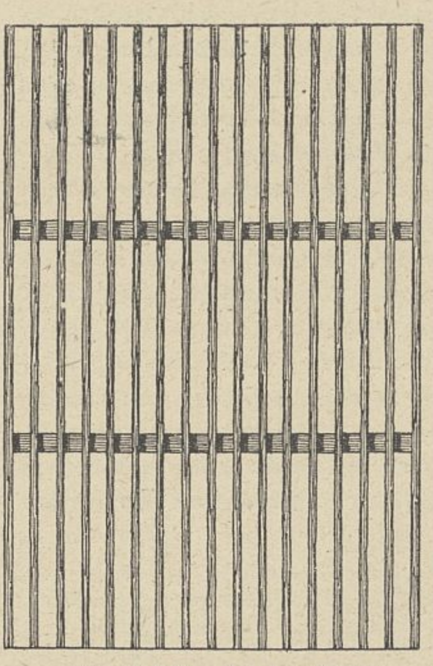


Abb. 13. Französisches Gebälk.

Wie in Frankreich so sind auch hier die Grundstücke so schmal, daß eine Unterstützung der mit der schmalen Seite gleichlaufenden Unterzüge nicht erforderlich wird und nicht vorkommt. Ober- und Untergeschoß bilden immer einen von Stützenstellungen oder tragenden Wänden nicht unterteilten einzigen Raum. Die Unterzüge, die gleichzeitig die Balken der Binder sind, sind starke Balken von etwa 36/23 cm. Dabei ist das Wurzelende der Balken meistens stärker gelassen als die Mitte und und verjüngt sich in einer Entfernung von 1 m von der Wand in mehreren Gliederungen; am Zopfende des Balkens ist diese Verstärkung des Balkens durch eine mit Holznägeln befestigte Bohle, die dieselben Gliederungen trägt, wiederholt. Eine einfache aber entsprechende Ausbildung haben diese Gliederungen an den Unterzügen des Hauses in Diest (Text-Abb. 15) erhalten. Die schwachen Balken sind 9/10 bis 12/14 cm stark, meistens von annähernd quadratischem Querschnitt, öfter sind sie, wie übrigens auch die Sparren, auf der breiten Seite verlegt. Die Balken liegen in Abständen von 28 bis 46 cm. Sie liegen teilweise auf den Unterzügen, viel häufiger aber sind sie in die Stärke der letztern eingelegt, nach der in Text-Abb. 14 dargestellten Art. Stichgebälk, wie im deutschen Gebälk, dürfte hier kaum vorkommen.

3. Der Dachstuhl. Das Dachwerk der flämischen Holzbauten ist ein steiles Pfettendach. Da das germanische Dach ein steiles Kehlbalkendach, das römische aber ein flach geneigtes Pfettendach ist, so haben wir hier offenbar ein aus der Mischung beider entstandenes Dachwerk vor uns.[8]) Ein Dachwerk, in dem römische und germanische Bauüberlieferungen sich mischten, konnte aber nur entstehen in einem Lande, in dem römische Einflüsse so stark gewesen waren, daß sie auch nach dem Überwiegen des germanischen Volkstums infolge der Völkerwanderung sich geltend machen konnten. Ein solches Land war das Grenzland zwischen Deutschland und Frankreich. Alle mittelalterlichen Häuser in Trier und Metz zeigen das Pfettendach; in Text-Abb. 16 ist ein solches Dachwerk von Hotel St. Livier in Metz, wohl noch dem 13. Jahrhundert angehörend, wiedergegeben. Es kann angenommen werden, daß solch flaches Dachwerk bis zum 13. Jahrhundert in jener Gegend gebräuchlich blieb. Ostendorf leitet von diesem Dachwerk die Entwicklung des steilen mittelalterlichen Pfettendaches ab, und zwar zeigt er zwei Entwicklungsreihen, eine westliche im nordöstlichen Frankreich unter dem Einfluß der französischen Art des germanischen

8) Siehe hierüber Friedr. Ostendorf, „Die Geschichte des Dachwerkes“.

Dachwerks und eine östliche von Metz und Trier ausgehend nach den Niederlanden sich hinziehend unter dem Einfluß des deutschen Dachverbandes des stehenden Stuhls. Die letztere

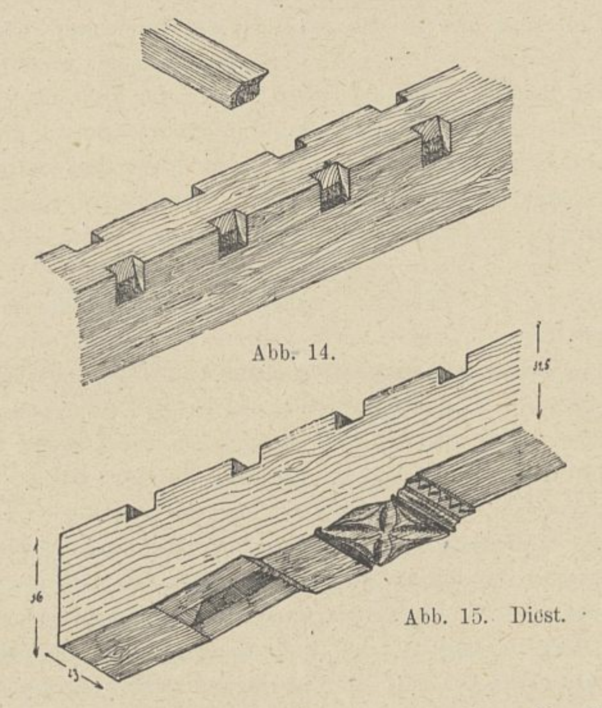


Abb. 14.

Abb. 15. Diest.

ist für uns wichtig und soll betrachtet werden. Das Dachwerk, das als Pfettendach unter dem Einfluß des deutschen Dachverbandes des stehenden Stuhls stand, mußte noch insofern eine eigenartige Entwicklung nehmen, als es sich hier anders als im rechtsrheinischen Deutschland zumeist um Häuser ohne unterstützende Säulenreihen für die Unterzüge handelte. So ist es gekommen, daß das Dachwerk immer ein Hängewerk war, auch dann, wenn in den Häusern mit breiterem Grundriß später unterstützende Säulenreihen angeordnet wurden, die dann für den Dachverband nicht benutzt worden sind. Die Pfetten ruhen bei diesen Dachwerken auf Hängesäulen, die von Streben getragen werden. Als Beispiel ist des Dachwerk eines jetzt abgebrochenen Trierer Hauses in der Palaststraße (Text-Abb. 17) abgebildet, das seinen Formen nach der ersten Hälfte des 14. Jahrhunderts angehören mußte. Zu bemerken ist, daß mit dieser Art des Dachstuhls ein hoher Kniestock verbunden ist. Wie beim deutschen Kehlbalkendachwerk der späteren Zeit die liegende Stuhlsäule für die stehende eingeführt wurde, wodurch eine Unterstützung der stehenden Stuhlsäule nicht mehr erforderlich war und gleichzeitig ein freier Dachboden geschaffen wurde, so wurde auch hier statt des zweifachen Hängewerks eine dem liegenden Stuhl entsprechende Ausführung gebräuchlich. Ein einfaches Beispiel für diese Art des Dachverbandes zeigt Text-Abb. 18, die den Dachstuhl eines kleinen Hauses in der Hasengasse in Trier wiedergibt. Für die liegenden Stuhlsäulen sind krumm gewachsene Hölzer von beträchtlicher Stärke ausgewählt, womit wiederum die Ausbildung eines hohen Kniestockes verbunden ist. Von solchen Dachwerken — bei Ostendof sind mehrere Beispiele angeführt — ist nun die Entwicklung des Dachverbandes ausgegangen, den wir bei unseren flämischen Holzhäusern finden. Dieses Dachwerk ist — natürlich auch im Steinbau — über Kirchen und weltlichen Gebäuden mit großer Treue bis in die späteste Zeit immer wieder verwendet worden. Durch Abb. 3 Bl. 32 ist das Dachwerk dargestellt des Hauses St. Katherinenstraße in Mecheln; das Holzhaus ist seinen spätgotischen Formen nach im Anfang des 16. Jahrhunderts errichtet worden. Das Dach zeigt mehrere Geschosse übereinander; das Geschoß über dem unteren Binderkehlbalken hat ein nach französischer Art wie oben beschriebenes Gebälk erhalten und kann als Speicher benutzt werden. Die unterste Pfette liegt mit diesen Balken in einer Höhe auf den Binderkehlbalken, da sie aber einen Querschnitt von 21/21 cm hat und stärker ist als die Balken, so ist sie an der Seite ausgeklinkt, damit der Bohlenbelag des Fußbodens ein seitliches Auflager auf ihr finden konnte. Die Pfetten haben fast stets einen quadratischen Querschnitt erhalten. Auffallend an allen diesen Dachwerken ist die reichliche Verwendung krumm gewachsener Hölzer. Das ist erklärlich, wenn man sieht, daß diese Dachwerke ganz aus Eichenholz bestehen. Kiefernholz ist auch für das übrige Holzwerk der Häuser nirgends verwendet worden. Außer den liegenden Bindersäulen bestehen auch die Binderkehlbalken häufig wie an unserem Beispiel aus krumm gewachsenen Hölzern. Der untere Binderkehlbalken ist nach oben hin durchgebogen. Um diese Unebenheit nicht auf den darüber zu verlegenden Dachboden zu übertragen, sind die darüber gestreckten Balken nach der Mitte des Binderkehlbalkens mit tieferem Auflager in denselben hineingelegt. Die Binderkehlbalken gehen meistens bis an die Dachhaut durch, da aber anderseits ein Sparrenpaar meistens im Binder selbst verlegt wurde, so mußte der Binderkehlbalken häufig zur Aufnahme dieses Sparrenpaares an den Enden ausgeklinkt werden. Von den Binderkehlbalken gehen starke Büge, die beiderseits Versatz und Zapfen erhalten haben, nach den liegenden Säulen. Häufig sind diese Büge nur versatzt und mit starken von vorn eingetriebenen Holznägeln an Säule und Binderkehlbalken befestigt (Abb. 13 Bl. 33). Die

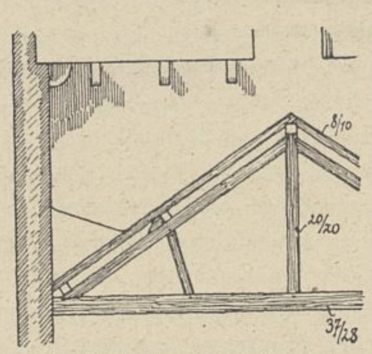


Abb. 16. Metz. Hotel St. Livier.

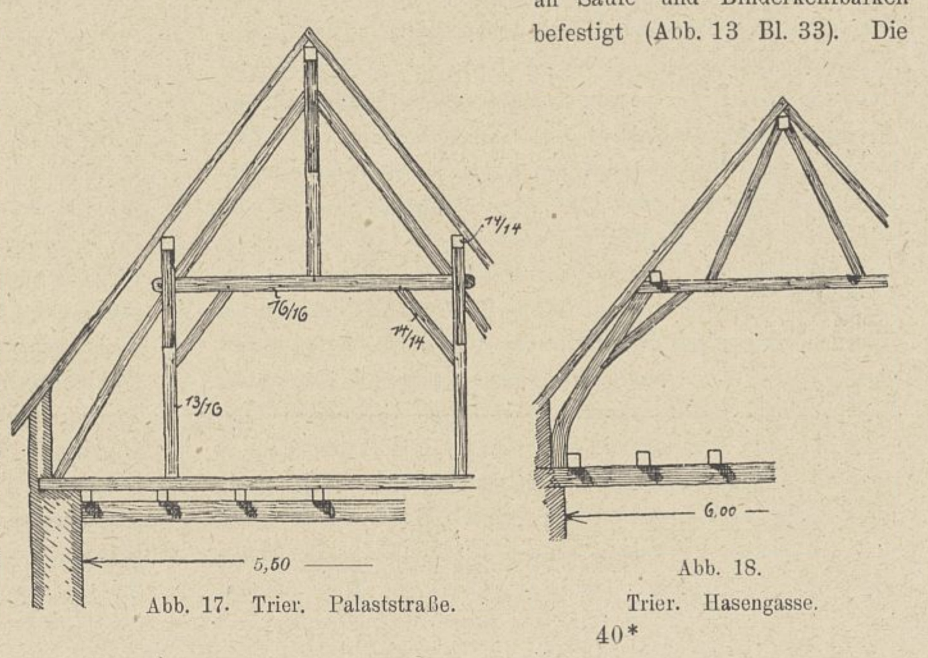


Abb. 17. Trier. Palaststraße.

Abb. 18. Trier. Hasengasse.

Sparren sind 9/9,5 cm stark und liegen 32 cm voneinander entfernt, sie zeigen Verjüngung nach oben. Sie ruhen auf drei Pfetten, auf welchen sie häufig mit Holznägeln befestigt sind, unten setzen sie mit einem Zapfen auf eine Mauerlatte auf, die immer aus einem breiten und flachen Holze von etwa 6/17 cm besteht. Die Sparren sind fast stets ohne Aufschiebling geblieben; Ausnahmen bilden die Diester und Hasselter Häuser. Zur Längsversteifung des Daches dienen die von den liegenden Säulen nach den Pfetten hinlaufenden Büge. Wie der Dachstuhl des Hauses in Mecheln sind sämtliche anderen Dachstühle der flämischen Holzhäuser gebildet, natürlich bei geringerer Breite der Giebelseite und bei geringerer Höhe des Giebels oft nur mit einem oder zwei Kehlbalkengeschossen. In dem Fachwerke des Giebels ist meistens der Binder aufgenommen mit einer nach dem übrigen Fachwerke sich richtenden geringeren Stärke in der Längsrichtung des Daches.

4. Die Vorkragungen. Eine besondere Eigentümlichkeit des Holzhauses ist die Vorkragung der Geschosse. Unter Berücksichtigung des durch Text-Abb. 13 dargestellten französischen Gebälks, das auch im flämischen Holzhause gebräuchlich ist, erscheint es als das Natürlichste, daß bei einem Hause, das sowohl an der Giebel- wie an der Traufenseite freisteht und bei dem infolgedessen eine Vorkragung nach diesen beiden Seiten möglich ist, die Vorkragung an der Giebelseite durch die eng verlegten wenig starken Balken, die Vorkragung an der Traufenseite durch die in weiten Abständen (etwa 2—3 m) verlegten starken Unterzüge bewirkt wird. So ist es z. B. auch an dem in Text-Abb. 4 dargestellten, allseitig abgewalmten Eckhause in Valenciennes geschehen. Es mag noch hinzugefügt werden, daß hier, wie überhaupt sehr häufig, das Gebälk nicht auf den Unterzügen lagert, sondern in die Stärke der Unterzüge eingelegt ist, sodaß die auf Balken und Unterzügen lagernde Schwelle des Fachwerks des Obergeschosses an der Seite, wo die Vorkragung durch die Balken bewirkt ist, nicht höher liegen brauchte, als an der Traufenseite des Hauses. Die so durch Balken und Unterzüge bewirkte Vorkragung der Geschosse findet sich auch bei einem Eckhause in Hasselt. Bei Häusern mit der Traufenseite nach der Straße erfolgt die Vorkragung der oberen Geschosse vor den Untergeschossen meist durch die 2—3 m voneinander entfernt liegenden starken Unterzüge. So kragt das Drempelgeschoß des Hauses Minderbroederstraße Nr. 10 in Hasselt an der Straßenseite 25 cm vor dem Obergeschoß vor; die drei Unterzüge liegen 2,5 cm von einander entfernt (Abb. 4 Bl. 34). An der Hofseite des Hauses ist keine Vorkragung vorhanden, vielmehr sind die Unterzüge durch die von der Schwelle des Obergeschosses bis zum Dachrahm durchgehenden Ständer mit einem breiten Zapfen hindurchgesteckt und verkeilt, so als Anker die Wände zusammenhaltend. Die Vorkragung des Obergeschosses vor dem massiven Untergeschoß um 38 cm in einem Hause der Neuen Straße (Abb. 8 Bl. 34) geschieht ebenso durch die in ungleichen Abständen (größte Entfernung 3 m, kleinste Entfernung 2,5 m) verlegten Unterzüge. Dieselbe Art der Vorkragung zeigt auch das Traufenhaus in der Kurzen Winkelstraße in Brügge, das bei Heins abgebildete, nicht mehr vorhandene in der Toulons-Straße 33 in Ypern und das rechte der beiden kleinen Holzhäuser in der Hanswiykstraße in Mecheln. Das linke der kleinen Traufenhäuser der Hanswiykstraße in Mecheln ändert die Lage seiner Unterzüge und Balken, die über dem Erdgeschoß natürlich für den Dachstuhl die gewöhnliche ist, über dem Untergeschoß so, daß die Unterzüge hier gleichlaufend mit der Traufenseite liegen; die Vorkragung wird hier durch die eng verlegten schwachen Balken bewirkt. Das bei Heins abgebildete, nicht mehr bestehende Holzhaus in Alost, das die Traufenseite der Straße zukehrt, zeigt zwischen den in weiten Abständen verlegten Unterzügen, die auch hier für die Vorkragung in Anspruch genommen sind, schwache Balken mit unterstützenden Knaggen angebracht. Es wird sich hier nur um kurze, mit einem Zapfen durch die Ständer gesteckte und mit Holznägeln gehaltene Sticher handeln, die die Vorkragung des Obergeschosses in den weiten Feldern zwischen den Unterzügen mit unterstützen. — Viel mannigfaltiger als die Art der Vorkragung an Traufenhäusern sind die Vorkragungen an den Häusern ausgeführt, die den Giebel der Straße zukehren. Da das aus schwachen (9/10—12/14 cm) und eng verlegten (28—46 cm) Balken bestehende Gebälk senkrecht zur Giebelseite liegt, so ist dasselbe auch für die Herstellung der Geschoß-Vorkragungen benutzt worden. Im Antwerpener Haus wird die Vorkragung des Obergeschosses und des Dachgeschosses durch die Balken gestützt (Text-Abb. 19). Die Vorkragung beträgt nur 19,5 cm; die Balkenköpfe sind, wie die Abbildung zeigt, am Ende schräg abgeschnitten. Dieselbe Art der Vorkragung zeigen das Haus in der Genthofstraße in Brügge (Text-Abb. 20), wobei die Vorkragung im Ober- wie im Dachgeschoß 26 cm beträgt, sowie das Genter Haus. Da die Balken auf dem Rahm der Wand liegen, so ist es erforderlich, die Zwischenräume zwischen den Balken zu schließen; dieses ist meistens durch Heraufziehen der Verbretterung bis zum Fußbodenbelag geschehen. Es lag nun nahe, da, wo die Balken über den Ständern der Wand lagen, dieselben durch Knaggen oder Büge von den Ständern her zu unterstützen. So haben die vorkragenden Balken am Genter Hause, die über den Seiten- und Mittelständern liegen, eine starke Knaggenunterstützung erhalten (Text-Abb. 21). Durch Kopfbänder unterstützt sind die für die Vorkragung des Dachgeschosses in Anspruch genommenen Balken des Hauses an der Salzwerft in Mecheln (Text-Abb. 22). Hierbei ist es erkennbar, daß die Ständerstellung im Obergeschoß nicht mehr die ursprüngliche ist, je der zweite und vierte Balken vom Mittelpfosten aus gerechnet tragen an der Unterseite Zapfenlöcher, sodaß unter denselben früher Ständer gestanden haben. Eine außergewöhnlich große Vorkragung ist in derselben Art ausgeführt im Obergeschoß des Hauses an der Salzwerft in Mecheln (Text-Abb. 23), sie beträgt 48 cm und ist nur dadurch ermöglicht, daß die Balken die verhältnismäßig bedeutende Stärke von 12/14 cm erhalten haben. Während das Untergeschoß dieses Hauses sonst keine Verbretterung besitzt, sind die Balkenzwischenräume durch kurze Brettstücke geschlossen, die an dem Rahm der Wand befestigt sind und auch den Stoß zwischen Rahm und Balken noch überdecken. An dem linken der beiden die Traufe nach der Straße kehrenden Holzhäuser in der Hanswiykstraße in Mecheln ist die Vorkragung des Obergeschosses durch das Gebälk verursacht; da aber nicht alle Balken über Ständern des Erdgeschosses liegen, so sind über zwei Wandständern noch außerdem kleine Stichbalken zur Unterstützung der Vorkragung angebracht, die selbst eine Unterstützung

durch Kopfbänder von den Ständern aus erhalten haben. — Aus der vom Ständer her den Balken unterstützenden Knagge oder Kopfband ist eine Art der Unterstützung der Vorkragung entstanden, die der deutsche Fachwerkbau nicht kennt, wohl aber der französische und die ebenso häufig beim flämischen Holzhause

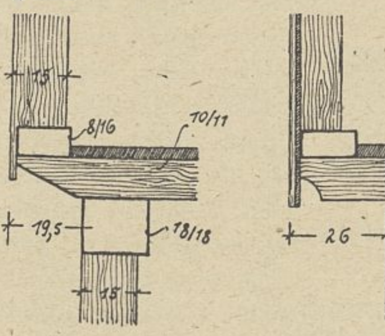


Abb. 19. Antwerpen.

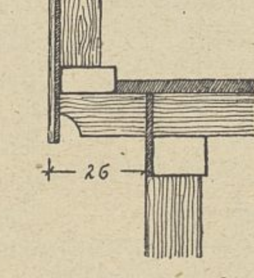


Abb. 20. Brügge.

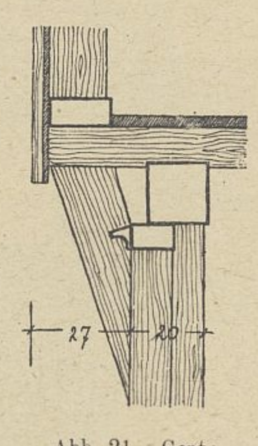


Abb. 21. Gent.

zur Anwendung gekommen ist. Knagge oder Kopfband sind gleichsam mit dem Ständer zu einem Holz vereinigt, so daß der Ständerkopf die in Text-Abb. 24 wiedergegebene Gestalt annimmt. In dieser Art sind die Vorkragungen z. B. ausgeführt bei dem breiten stattlichen Holzhause in der St. Katherinenstraße Nr. 113 in Mecheln, und zwar die Vorkragung des Dachgeschosses nach der Text-Abb. 25, die Vorkragung des Obergeschosses vor dem Untergeschoß nach Text-Abb. 26. Die Ständer, die in Abständen von etwa 65 cm voneinander entfernt stehen und die außer dem stärkeren Mittelständer nur 9 cm breit sind, nehmen im Kopf das Rahm der Wand auf; auf dem Rahm der Wand finden die Balken, die für die Vorkragung nicht benutzt sind, ihr Auflager. Während die Vorkragung des Dachgeschosses nur 30 cm beträgt, kragt das Obergeschoß sogar um 47 cm vor dem Untergeschoß vor; diese verhältnismäßig bedeutende Vorkragung ist bewirkt durch die weit ausladende Gestalt des Ständerkopfes, die sich aber auch als allzukühn erwiesen hat, so daß der ausladende Teil des Ständerkopfes bei vielen Ständern abzubrechen droht. Bei einer Wiederherstellung des Giebels sind außerdem die vorher mit Stakung und Lehm geschlossenen Gefache des Fachwerks mit Ziegelsteinen ausgemauert worden, wodurch das Gewicht der Fachwerkwand, die auf den ausladenden Ständerköpfen lastet, bedeutend vergrößert worden ist. In derselben Art und Weise sind die Vorkragungen in beiden Geschossen des rechten Doppelhauses an der Salzwerft, in beiden Geschossen des reichen Teufelshauses an der Haferwerft sowie an dem hier nicht gezeichneten Holzhause Heembemdstraße Nr. 68 in Mecheln ausgeführt. Bei dem Hause in der St. Katherinenstraße in Mecheln sind außer den Ständerköpfen auch die Balken zur Vorkragung der Geschosse mit in Anspruch genommen, indem diese durch das Rahm der Wand bis an die Verbretterung des vorkragenden Geschosses heran durchgesteckt sind (Abb. 2 Bl. 32). Hierbei stützen die Ständerköpfe nicht etwa die Balken, sondern unabhängig von diesen

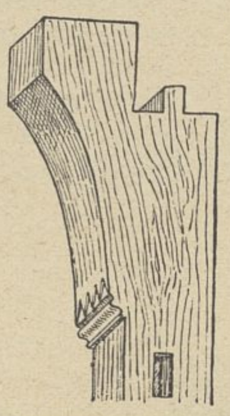


Abb. 24.

die Wandschwellen selbst. Die Vorkragung des Dachgeschosses des Holzhauses an der Salzwerft in Mecheln wird von Balken getragen, welche ihrerseits von den verbreiterten Ständerköpfen gestützt werden und auf dem Rahm der Wand aufliegen. Die Zwischenräume zwischen den Balken werden durch an die Unterkante der auskragenden

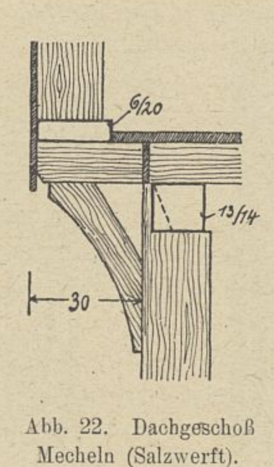


Abb. 22. Dachgeschoß Mecheln (Salzwerft). Linkes Doppelhaus.

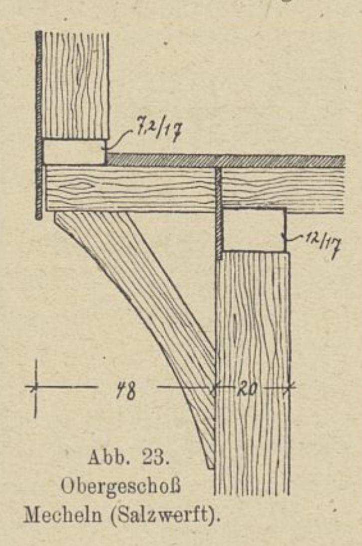
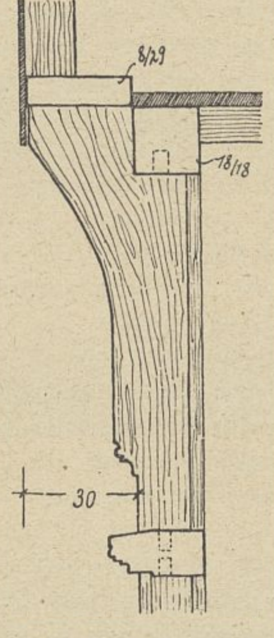


Abb. 23. Obergeschoß Mecheln (Salzwerft).

Balken angenagelte Bretter geschlossen (Text-Abb. 27). Reiche Verzierung haben die Ständerköpfe an dem Teufelshause in Mecheln erhalten, wobei die langgezogenen schmalen Gestalten, die aus dem vollen Holz der Ständerköpfe herausgeschnitzt sind, sich in außerordentlich geschickter Weise den außer dem Mittelständer nur 13 cm breiten Ständern anpassen. In der Text-Abb. 28 ist der mittlere der drei bockbeinigen Gestalten über der Eingangstür des Hauses, welche dem Hause wohl den Namen „Teufelshaus" eingebracht haben, wiedergegeben. — Eine wenig häufig vorkommende Art der Vorkragung besteht darin, daß das Rahm der Wand nach vorn über die Vorderfläche der tragenden Ständer hinaus vorgeschoben ist, z. B. in dem hier nicht gezeichneten Hause in der Steenstraße — Ecke Stoof-Gasse — in Mecheln



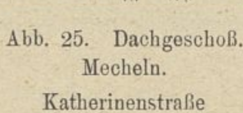


Abb. 25. Dachgeschoß. Mecheln. Katherinenstraße Nr. 113.

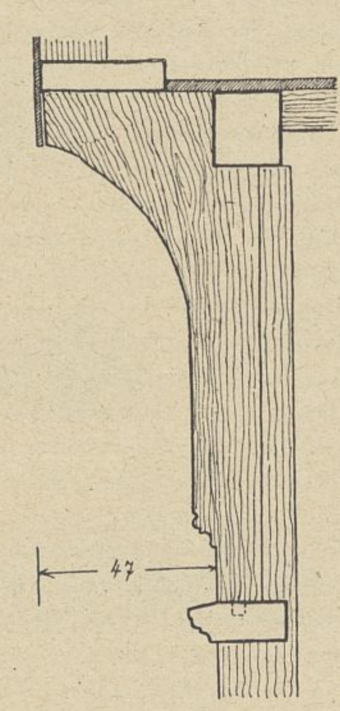
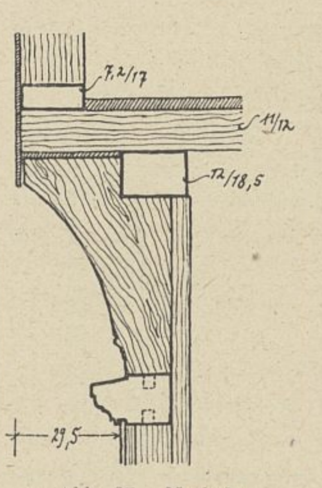


Abb. 26. Obergeschoß.

(Vorkragung des Obergeschosses vor Untergeschoß). Bei dieser Art der Ausführung konnte die Vorkragung natürlich nur sehr schwach sein. Eine reiche Gliederung hat das Rahm über dem Untergeschoß des linken der beiden zusammenstehenden Holzhäuser an der Salzwerft in Mecheln erhalten, welches ebenso die Vorkragung des Obergeschosses



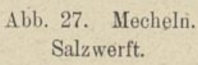

Abb. 27. Mecheln. Salzwerft.


Abb. 28. Mecheln. Teufelshaus.

herstellt (Text-Abb. 29). Die Vorkragung beträgt 12 cm. In den östlichen Städten, in Diest und Hasselt, werden die Vorkragungen oft hergestellt durch kurze Stichbalken, die mit einem starken Zapfen durch die Wandständer hindurchgesteckt und hinter dem Wandständer mit Holzkeilen oder innerhalb des Ständers selbst mit Holznägeln befestigt werden. Das Dachgeschoß des Hauses Ecke Pferdestraße-Heiligenbergstraße ist so (Abb. 13 Bl. 33) vorgekragt worden. Dabei werden die kurzen Stichbalken noch durch Kopfbänder von den Ständern her gestützt. Wenn wir die Auskragung am Dachgesims mit zu den Auskragungen hinzurechnen, so muß hier der eigenartigen weitausladenden Gesimsbildungen gedacht werden, welche die mit der Traufe nach der Straße liegenden Holzhäuser der Stadt Hasselt aufweisen. Schon das Dachgesims des eben angeführten Diester Holzhauses zeigt entgegen der sonstigen Gewohnheit des flämischen Holzhauses am Dachfuß einen Aufschiebling und zur Aufnahme dieses Aufschieblings eine Schwelle, die von kurzen Stichern getragen wird. Diese Sticher sind durch die von der Schwelle des Obergeschosses bis zum Rahm der Wand durchgehenden Wandständer hindurch- und mit einem Zapfen in die liegenden Säulen des Dachbinders hineingesteckt und vernagelt. Nach dieser Art nun sind die weitausladenden Traufengesimse der Hasselter Häuser gebildet, die den Häusern ein einigermaßen fremdes Aussehen geben (Text-Abb. 5). Wie die Text-Abb. 30 zeigt, die das Dachgesims des Hauses in der Maestrichter-Straße wiedergibt, wird die Auskragung durch Bohlensticher getragen, die einen für freitragende Unterstützungshölzer passenden Ausschnitt und Gliederungen erhalten haben. Die Sticher sind mit breiten Zapfen durch die senkrechten Ständer hindurchgesteckt und dahinter mit zwei starken Holznägeln verkeilt. Die Vorkragung beträgt 62 cm. In ähnlicher Weise sind sämtliche Gesimse an den Hasselter Holzhäusern ausgebildet worden.

5. Das Fachwerk. Das stets eichene Fachwerk der Wand besteht hauptsächlich aus senkrechten Ständern und wagerechten Querriegeln; schräge Verstrebungen sind außer bei den Hasselter Häusern und außer kurzen Fußbändern, welche die starken Mittelpfosten hier und da erhalten haben, in der Wand kaum vorhanden; für die Art des flämischen Holzhauses, wo eben nur die zwischen steinernen Wänden eingeschlossene und vom Gebälk gestützte Vorderwand aus

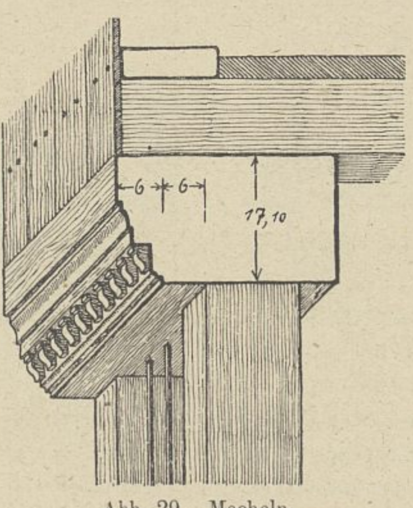


Abb. 29. Mecheln. Salzwerft. Linkes Doppelhaus.

Holz ausgeführt war, waren Verstrebungen auch nicht so erforderlich, wie für den deutschen Holzbau. Die Gefache zwischen Ständern und Riegeln waren mit Stakung, Flechtwerk und Lehm (in den Abbildungen meist nicht wiedergegeben) ausgefüllt. Darüber befindet sich in der Regel außen eine Verschalung aus dünnen Brettern, die dem flämischen Holzhaus das ihm besonders eigentümliche Aussehen gibt. An dem Fachwerk des Hauses an der Salzwerft aus Mecheln (Text-Abb. 31) als Beispiel sollen die einzelnen Teile der Wand besprochen werden. Die Schwelle des Fachwerks, die in dem niedersächsischen Fachwerk eine so große Rolle spielt und so außerordentlich reich und mannigfaltig verziert worden ist, wird im flämischen Holzbau ganz durch die Verbretterung verdeckt; es ist stets ein auffallend flaches Holz etwa vom Querschnitte 7:17 cm. Das Wandrahm ist seiner Aufgabe nach, den Balken als Auflager zu dienen, stärker als die Schwelle oft von quadratischem Querschnitt wie am Hause St. Katherinenstraße Nr. 113 in Mecheln (18:18 cm) oder auch von flachem Querschnitt (12:17 und 12:18,5 cm) an unserem Beispiel; auch das Wandrahm ist ohne Schmuckformen geblieben und oft durch die Verbretterung verdeckt. Der starke Mittelpfosten, sowie beide Seitenpfosten gehen stets ungestoßen durch von der Schwelle bis zum Rahm. Während der Mittelpfosten immer in der Ansicht ziemlich breit ist (22 cm), haben die beiden Seitenpfosten nur die Stärke in der Längsrichtung des Hauses mit ihm gemeinsam (17,5 cm), während sie in der Ansicht nicht

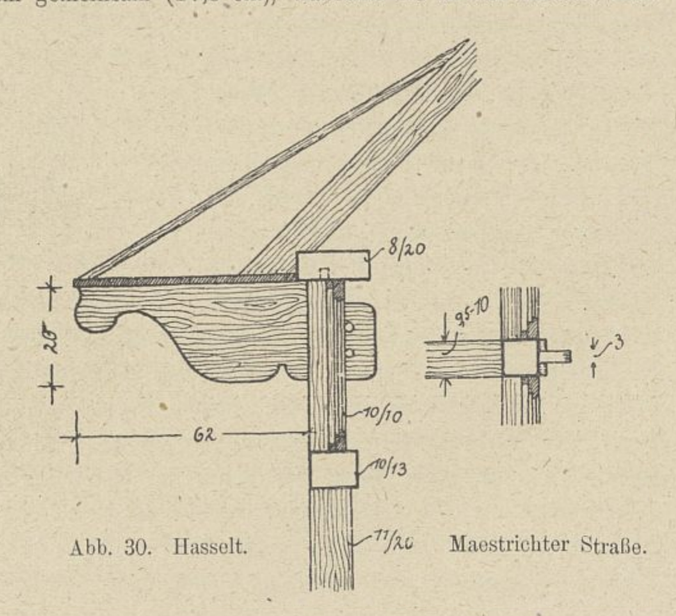


Abb. 30. Hasselt. Maestrichter Straße.

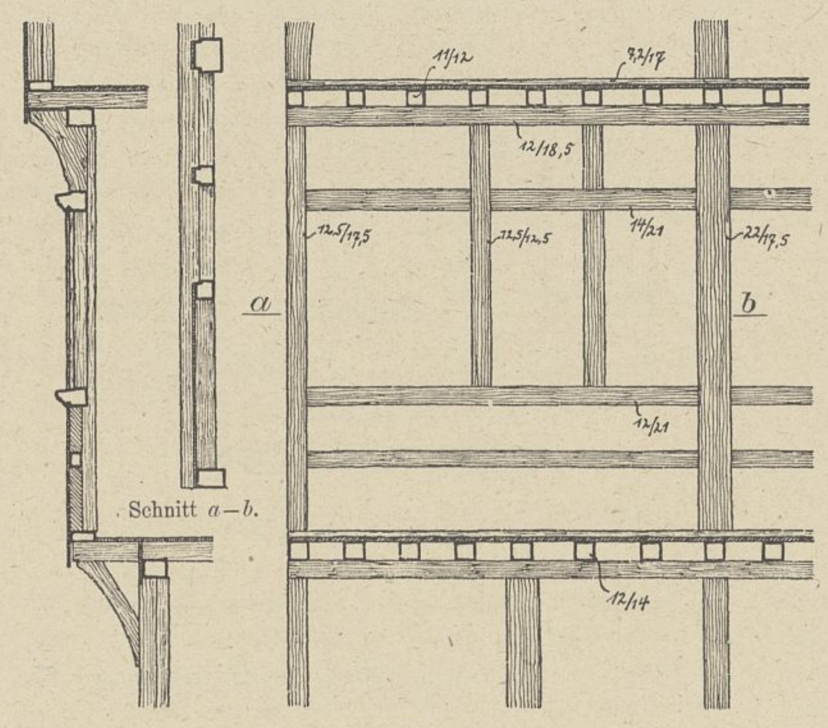


Abb. 31. Mecheln. Salzwerft.

stärker als die Zwischenpfosten (12,5 cm) gebildet sind. Die Zwischenpfosten sind meist von quadratischem Querschnitt (12,5 : 12,5 cm) und gehen nur vom Brüstungsriegel bis zum Wandrahm, sie werden außerdem meist von dem durchgehenden Fensterriegel durchschnitten; die oberen und unteren Stücke der Zwischenständer sind dann mit einem Zapfen in die Fensterriegel hineingezapft und von vorn mit zwei Holznägeln vernagelt. Irgendwelche Schmuckformen haben die Wandständer, außer daß die verbreiterten Ständerköpfe oft reicher verziert sind, nicht erhalten; ja es kommt sogar vor, daß der Hauptteil der Ständer, wie bei unserem Beispiel, durch die Verbretterung mit verdeckt wird. Die Hauptgliederung erhält die Wand durch die wagerechten Riegel, die in der Höhe der Fensterbrüstung und des Fensterkreuzes liegen; diese Teilung durch Riegel erstreckt sich auch auf den Giebel. Die Riegel sind meist über dem Mittelpfosten gestoßen und in diesen und in die Seitenpfosten hineingezapft, während sie selbst die Zwischenpfosten tragen und aufnehmen. Außerdem erfüllen sie die wichtige Aufgabe, mit ihren über die Bretterverschalung vorstehenden Gliederungen die oberen Enden der Bretter zu decken und zu schützen, indem die Verbretterung in eine Nut der Riegel eingeschoben ist, und wie bei dem Hause in der Neuen Straße in Hasselt die Stöße der Bretter zu überdecken (Text-Abb. 32). Die Riegel sind 12—15 cm stark und etwa 20 cm breit (bei unserem Beispiel 21 cm). In dem Falle, wo die Riegel die Stöße der Verbretterungen zu überdecken haben, bestehen die Gliederungen und die in dem Fachwerk der Wand liegenden Riegelteile natürlich aus zwei getrennten Hölzern. Die Riegel zeigen entweder gotische Gliederungen (Text-Abb. 33 von dem Hause in der St. Katherinenstraße in Mecheln mit eigenartigen Verzierungen, wobei zwischen gotisierendem Blattwerk Hammer und Zange abwechselnd wiederkehren, Text-Abb. 34 von dem Hause an der Salzwerft in Mecheln, Text-Abb. 37 von dem Genter Hause) oder Gliederungen nach den Formen der Renaissance (Text-Abb. 35 u. 36 vom Hause an der Salzwerft in Mecheln, wobei der Riegel des Untergeschosses einen aus zweierlei Rosetten bestehenden Schmuck erhalten

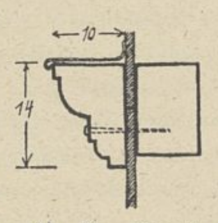


Abb. 32. Hasselt.

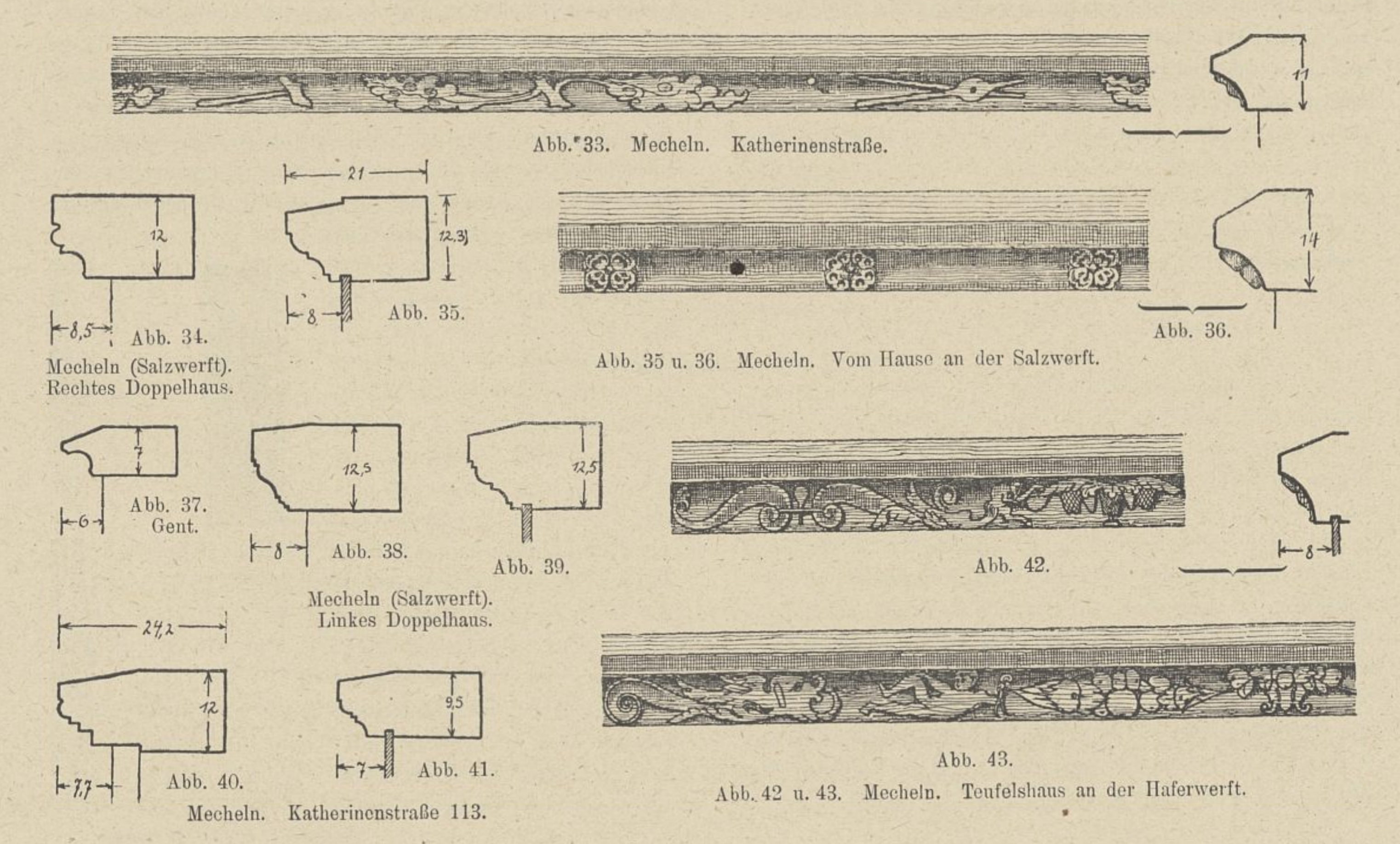


Abb. 33. Mecheln. Katherinenstraße.

Abb. 34. Mecheln (Salzwerft). Rechtes Doppelhaus.

Abb. 35.

Abb. 36.

Abb. 35 u. 36. Mecheln. Vom Hause an der Salzwerft.

Abb. 37. Gent.

Abb. 38. Abb. 39. Mecheln (Salzwerft). Linkes Doppelhaus.

Abb. 42.

Abb. 43.

Abb. 42 u. 43. Mecheln. Teufelshaus an der Haferwerft.

Abb. 40. Abb. 41. Mecheln. Katherinenstraße 113.

hat; Text-Abb. 41, Haus St. Katherinenstraße Nr. 113 in Mecheln, Text-Abb. 40 von dem Obergeschoß desselben Hauses, Text-Abb. 38 Haus Salzwerft, Text-Abb. 39 dasselbe Haus Erdgeschoß). Die Riegel des Teufelshauses an der Haferwerft in Mecheln sind reich verziert, wobei die Darstellungen sich wiederholen (Text-Abb. 42 u. 43).

6. Die Verbretterung. Die Wände des flämischen Holzhauses sind meistens mit Brettern verschalt worden. (Die Verbretterung ist an dem Antwerpener Hause und dem Hause aus Valenciennes, Famarsstraße, zum Teil zerstört, sodaß das Fachwerkgerüst sichtbar wird.) Doch kommen auch andere Ausbildungen vor. Einige der mehrstöckigen Häuser in Valenciennes am Markt sind ganz mit Schiefer überzogen, ebenso ein Holzhaus in Cambrai. Die Häuser in Hasselt haben durchweg keine Verbretterung erhalten, sondern das Fachwerk ist sichtbar, die Gefache sind mit Stakung, Flechtwerk und Lehm ausgefüllt. Eine Ausnahme hiervon bildet das in Abb. 8 Bl. 34 wiedergegebene stattliche Holzhaus aus der Neuen Straße, das Verbretterung erhalten hat. Während in Hasselt das Fachwerk sichtbar und für das Aussehen der Häuser bestimmend ist, ist bei den Diester Häusern das Lehmmörtelwerk im Äußern mit über das Fachwerk der Wand herübergezogen, diesen ein einigermaßen bäurisches Aussehen gebend (Text-Abb. 3). Die Verbretterung besteht aus 1,2 — 1,6 cm starken, verschieden breiten eichenen Brettern und liegt entweder wie bei den meisten Häusern aus Mecheln (z. B. Haus an der Salzwerft und in der Katherinenstraße) vor den Ständern der Wand, diese — wenigstens an der Brüstung — überdeckend oder wie bei dem Antwerpener Hause (Text-Abb. 19) neben dem Ständer, sodaß die sichtbare Fläche des Ständers mit in der Reihe der Bretter erscheint. Wie Text-Abb. 19 zeigt, sind die Ständer hier am unteren Ende ausgeklinkt und überdecken mit dem in Brettstärke stehengelassenen Holze Schwelle und Balkenkopf. Bei den Häusern in Brügge, Gent und vielfach auch in Ypern steht die Verbretterung sogar noch hinter der Außenseite der Ständer [in Brügge nur hinter dem Mittelständer (Text-Abb. 44 u. 45), in Gent (Text-Abb. 46) hinter

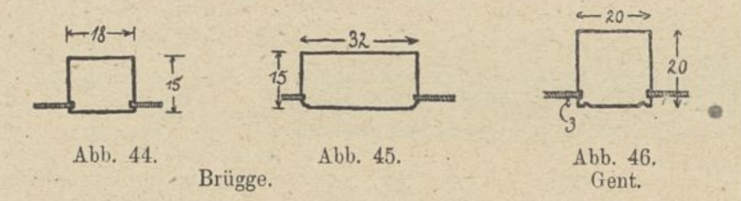


Abb. 44. Abb. 45. Brügge. Abb. 46. Gent.

Mittel- und Seitenständern] zurück und schiebt sich in eine seitliche Nut derselben hinein, sodaß die Brüstungen, die bei den Häusern aus Mecheln und auch bei dem Antwerpener Hause als eine Fläche erscheinen, hier durch die vortretenden Ständer noch unterteilt werden. Diese Verschiedenheiten in der Lage der Verbretterung zu dem Fachwerk der Wand scheint verschiedenen örtlichen Baugewohnheiten zu entsprechen, in demselben Orte ist offenbar die Behandlung stets dieselbe gewesen. Die Bretter sind untereinander in verschiedener Art und Weise zusammengefügt, z. B. die Bretter des Holzhauses in der St. Katherinenstraße in Mecheln mit Nut und Feder, wobei der Zusammenstoß nach der Schauseite noch eine beiderseitige Abfasung erhalten hat (Text-Abb. 47). Der Zusammenstoß der Bretter des in Abb. 8 Bl. 34 dargestellten stattlichen Hasselter Hauses ist nach Text-Abb. 48 gebildet. Sehr häufig sind die Bretter mit einfacher Nut und Feder nach Text-Abb. 49 zusammengefügt, z. B. am Genter und Brügger Haus und am Haus in Mecheln an der Salzwerft. An dem Hause in der Kurzen Winkelstraße in Brügge sind die ganzen Bretter keilförmig zugeschnitten und ineinander gesteckt (Text-Abb. 50). Eine

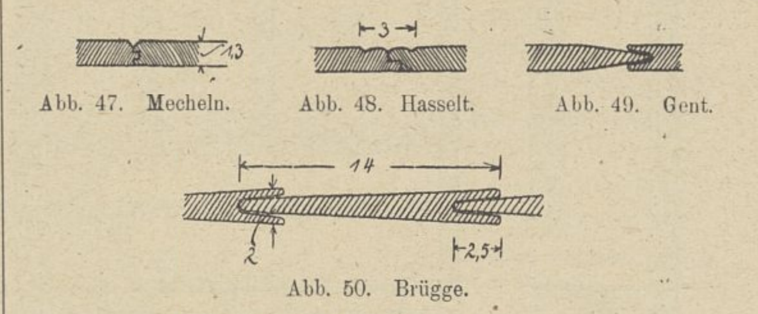


Abb. 47. Mecheln. Abb. 48. Hasselt. Abb. 49. Gent.

Abb. 50. Brügge.

Behandlung mit Farbe haben die Verbretterung wie auch die sonstigen außen sichtbaren Teile des Fachwerks offenbar nicht erhalten; es zeigen sich nirgends Spuren einer ehemaligen Bemalung.

7. Die Schutzgiebel. Zum Schutze und zum Abschluß der längs der Giebelseite endenden Verschalungsbretter und Riegel haben die Giebelhäuser aus Bohlen oder Brettern gebildete Schutzgiebel erhalten, die nach innen zu nach irgend einem Umriß ausgeschnitten sind und die dem Hause ein besonderes Aussehen geben. Diese Schutzgiebel liegen meistens fest an der Giebelwand an, indem sie an den Pfetten des Dachstuhls oder den wagerechten Riegeln, die den Giebel teilen, befestigt sind. Eine Ausnahme hiervon machen die Schutzgiebel der Holzhäuser Französisch-Flanderns, offenbar unter dem Einfluß der im französischen Fachwerkbau üblichen, um etwa 30 cm vor der Giebelwand vorstehenden Schwebegespärre. So steht auch der Schutzgiebel des durch Abb. 6 Bl. 34 wiedergegebenen Hauses in der Famarsstraße in Valenciennes um 30 cm vor der Giebelwand vor und wird am unteren Ende beiderseitig durch je zwei Konsolen gestützt. Die Seitenteile der Schutzgiebel bestehen entweder aus je einer Bohle — und zwar sind solche bis zu einer Breite von 50 cm verwendet worden (Abb. 6 Bl. 34) — oder aus Brettern und werden am oberen Ende von einem Holze aufgenommen, das mit einer Spitze über den First hinausragte. Bei den früheren, noch der gotischen Zeit angehörenden Häusern sind die Bohlen oder Bretter der Schutzgiebel sehr wirkungsvoll nach einem einfachen oder doppelten Kleeblattbogen ausgeschnitten, wie z. B. das Haus in Mecheln St. Katherinenstraße, die Häuser aus Antwerpen, Gent, Brügge und Valenciennes zeigen. Bei den Häusern der späteren Zeit wird der Umriß noch mannigfaltiger, aber oft auch viel langweiliger gestaltet (siehe die Häuser aus Mecheln). An dem Teufels-

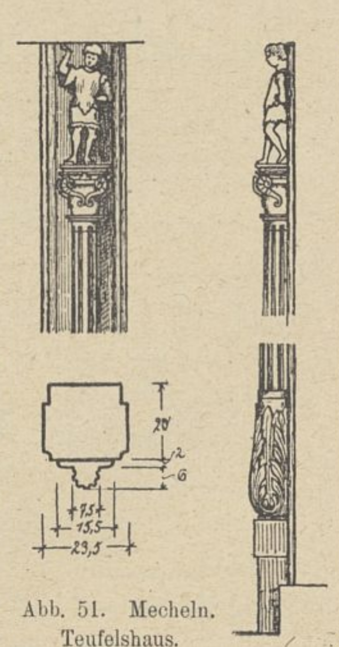


Abb. 51. Mecheln. Teufelshaus.

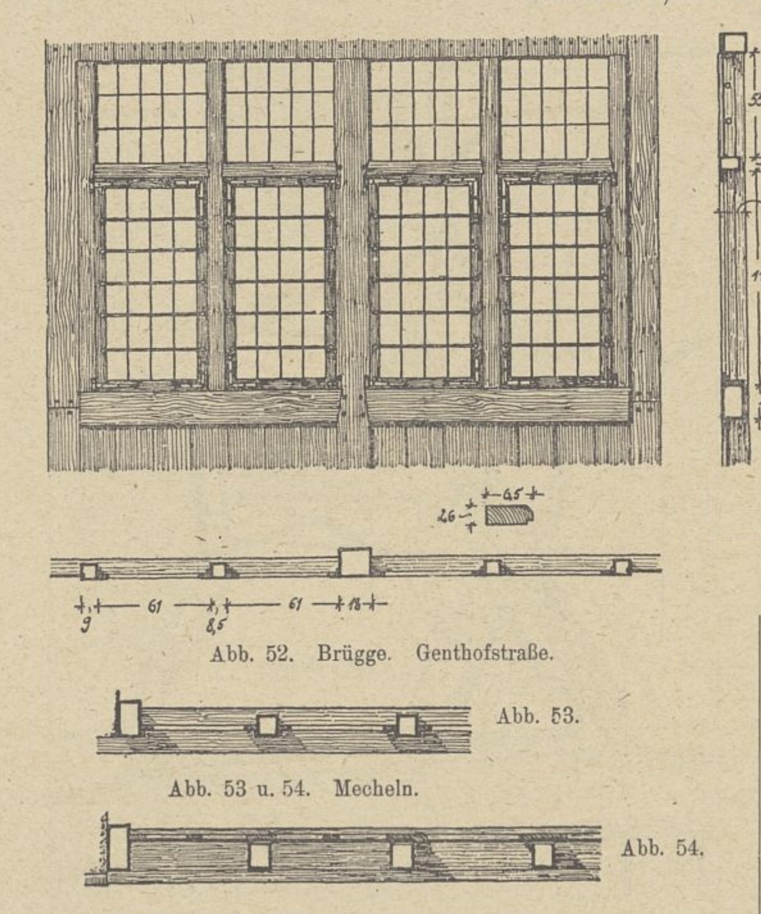


Abb. 52. Brügge. Genthofstraße.

Abb. 53.

Abb. 53 u. 54. Mecheln.

Abb. 54.

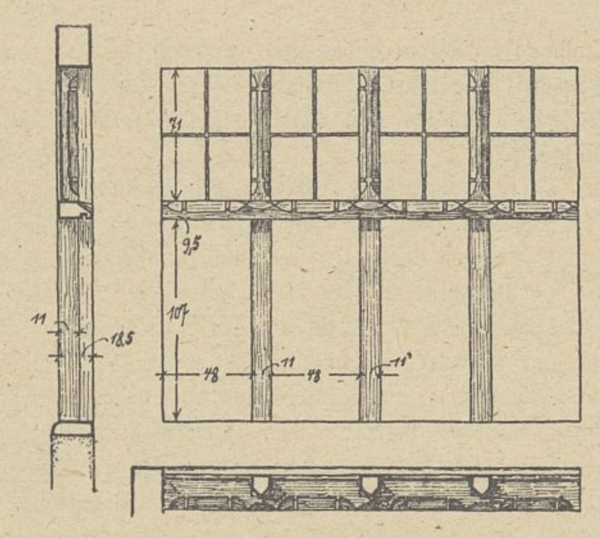


Abb. 55. Diest.

hause haben die Seitenteile sogar figürlichen Schmuck — eine weibliche und eine männliche Gestalt — erhalten, die wie auch die übrige reiche Verzierung des Hauses die Hand eines bedeutenden Künstlers verraten. Eine außerordentlich wirkungsvolle Form zeigten die Schutzgiebel in Ypern (Abb. 6 Bl. 33); in einem einfachen Kleeblattbogen war ein doppelter Kleeblattbogen eingeschrieben, dessen Nasen noch reicheren Schmuck erhalten hatten, diese Giebel mußten natürlich aus Brettern gebildet werden, da die einfache Bohle, welche eine gewisse Breite nicht überschreiten kann, für die Bildung des Umrisses Beschränkungen auferlegte. Dieselbe Ausbildung zeigte auch ein nicht mehr vorhandenes hier nach Heins gezeichnetes Holzhaus aus Middelburg (Text-Abb. 2).

8. Fenster und Türen. Für die Ausbildung der Fenster des flämischen Holzhauses hat sich in dem Fenster des Obergeschosses des Hauses in der Genthofstraße in Brügge ein gutes Beispiel erhalten (Text-Abb. 52). Fensterflügel und Verglasung, die bei den meisten erhaltenen Häusern wohl schon einmal erneuert worden sind, dürften noch im alten Zustande sein. Das durch die Ständer, Brüstungsriegel und Rahm des Fachwerks gebildete vierteilige Fenster wird hier durch Riegel in kleinere, ungefähr quadratische und untere rechteckige Teile geteilt. Die oberen Teile des Fensters haben feste Verglasung, die unteren Teile Fensterflügel, die geöffnet werden können, erhalten. Während die feste Verglasung der oberen Fensterteile immer möglichst weit nach vorn an die äußere Schauseite der Ständer herangerückt war, war die Lage der unteren Fensterflügel zu den Ständern verschieden, wie die Text-Abb. 53 u. 54 von Häusern aus Mecheln zeigen. Es wird auch vorgekommen sein, daß außen Läden und im Innern Fensterflügel angebracht waren. An dem Hause in Diest sind die das Fenster bildenden Pfosten, die sonst wenigstens an den erhaltenen Bauten keinen Schmuck erhalten haben, innen im oberen Teil in einfacher und ansprechender Weise ausgebildet worden (Text-Abb. 55). Die Tür wird wie das Fenster von Pfosten und Riegel des Fachwerks gebildet, wenn nicht, wie bei dem Antwerpener Hause, der Unterbau aus Stein errichtet war. Irgendwelche bemerkenswerten Ausbildungen sind nicht mehr erhalten, außer an dem reichen Teufelshause in Mecheln, dessen reich ausgebildeter Türpfosten hier wiedergegeben ist (Text-Abb. 51).

Die Staatswerft in Emden.

Vom Regierungs- und Baurat Paulmann in Emden.

(Mit Abbildungen auf Blatt 35 und 36 im Atlas.)

I. Einleitung.

Die Bauhöfe der Preußischen Bauverwaltung dienten in früheren Jahren nur zum Aufbewahren und Instandsetzen von Baugeräten, wie Rammen, Winden, Pumpen und dergleichen; staatseigene Baggergeräte und Fahrzeuge waren kaum oder nur in ganz verschwindender Zahl vorhanden. Die verhältnismäßig geringfügigen Baggerarbeiten wurden damals meist von Unternehmern ausgeführt. Mit dem Anwachsen des deutschen Außenhandels ging aber die Vergrößerung der Schiffe an Zahl, Abmessungen und Tiefgang Hand in Hand, wodurch eine Vermehrung, Vergrößerung und Vertiefung der Häfen und Wasserstraßen Deutschlands bedingt wurde. Diese Neuanlagen zogen aber eine erhebliche Vermehrung der Baggerarbeiten nach sich. In richtiger Erkenntnis der außerordentlich großen Bedeutung der Anlage guter Seehäfen und Binnenwasserstraßen für den wirtschaftlichen Aufschwung des Landes ging nunmehr die Staatsregierung bald dazu über, den Ausbau dieser Anlagen selbst und zwar planmäßig und in größerem Umfange durchzuführen. Die notwendigen Bau- und Baggerarbeiten wurden in größerem

Umfange im Eigenbetriebe und nur noch teilweise von Unternehmern ausgeführt. Hiermit erwuchs das Bedürfnis nach größeren Bauhöfen zum Unterbringen und Instandhalten der Geräte.

An den wichtigeren Plätzen wurden nunmehr neue Bauhöfe angelegt, oder die vorhandenen, durchweg sehr kleinen Bauhöfe weiter ausgebaut und mit geräumigen Liegehäfen für die Baggergeräte und Schleppdampfer versehen. Ausschlaggebend für die Wahl der Orte, an denen die Bauhöfe angelegt wurden, war naturgemäß der Umfang der in dem betreffenden Bezirk auszuführenden oder noch zu erwartenden Baggerarbeiten; hierfür kamen hauptsächlich die größeren Seehäfen und die Verkehrsschwerpunkte der wichtigeren Flüsse und Kanäle in Frage. Ferner mußte berücksichtigt werden, daß die Liegehäfen von dem Arbeitsgebiet der Geräte aus möglichst bequem zu erreichen sein sollten und, wenn angängig, Eisenbahnanschluß erhielten, um die Zufuhr von Betriebsstoffen auch auf dem Landwege zu sichern.

Die Wirtschaftlichkeit des staatlichen Eigenbetriebes erwies sich nun durch langjährige Erfahrung. In neuerer Zeit ist man deshalb dazu übergegangen, sämtliche Baggerungen zur Erhaltung bestimmter Fahrwassertiefen und zum größten Teil auch Vertiefungs- und Erweiterungsarbeiten im Eigenbetriebe auszuführen. Hierfür mußten naturgemäß bedeutend mehr Geräte und zwar in den Seebezirken meist solche von recht großen Abmessungen beschafft werden, deren Unterbringung und Instandhaltung die Neuanlage großer staatlicher Bauwerften erforderte, da auch die Unterhaltung der Geräte in staatseigenem Betriebe erfolgen sollte.

Es mag auffällig erscheinen, daß die Unterhaltungsarbeiten an den fiskalischen Geräten in staatseigenen Werkstätten ausgeführt und nicht den zahlreich vorhandenen guten Privatwerften übertragen werden. Zur Begründung soll kurz folgendes angeführt werden. Die Erfahrung zeigt, daß die Privatwerften nicht so billig arbeiten können als die Staatswerften, welche sich allmählich einen geschulten, auf die Sonderheiten der meist gleichartigen Arbeiten (insbesondere Ausbesserungsarbeiten an Baggergeräten usw.) eingearbeiteten Stamm von Leuten herangebildet haben. Ferner ist zu berücksichtigen, daß die Privatwerften die meist sehr eiligen Ausbesserungsarbeiten an den fiskalischen Geräten selten zu dem von der Bauverwaltung gewünschten Zeitpunkt erledigen können, weil sie während der für diese Arbeiten hauptsächlich in Frage kommenden Wintermonate im allgemeinen mit Arbeiten für die Privatschiffahrt überlastet sind. Neben anderen sind dies die wesentlichsten Gründe, die zur Anlage größerer Staatswerften geführt haben. Wie bereits erwähnt, ist die Wirtschaftlichkeit der Staatswerften bereits erwiesen und eine langjahrige Erfahrung hat die Richtigkeit der obigen Begründung dargetan.

Die Staatswerften dienen in erster Linie zur Ausführung sämtlicher Ausbesserungsarbeiten an den Geräten der Staatsbauverwaltung; zum Teil sind auch Umbauten vorhandener Geräte in größerem Umfange ausgeführt. Neubauten von Geräten sind bisher allein von Unternehmerfirmen bezogen worden. Über die Zweckmäßigkeit der Ausführung von Neubauten auf den Staatswerften sind die Ansichten geteilt. Der Bau einfacher Geräte, wie Prahme, Boote und dergleichen auf Staatswerften läßt sich vielleicht lohnend gestalten.

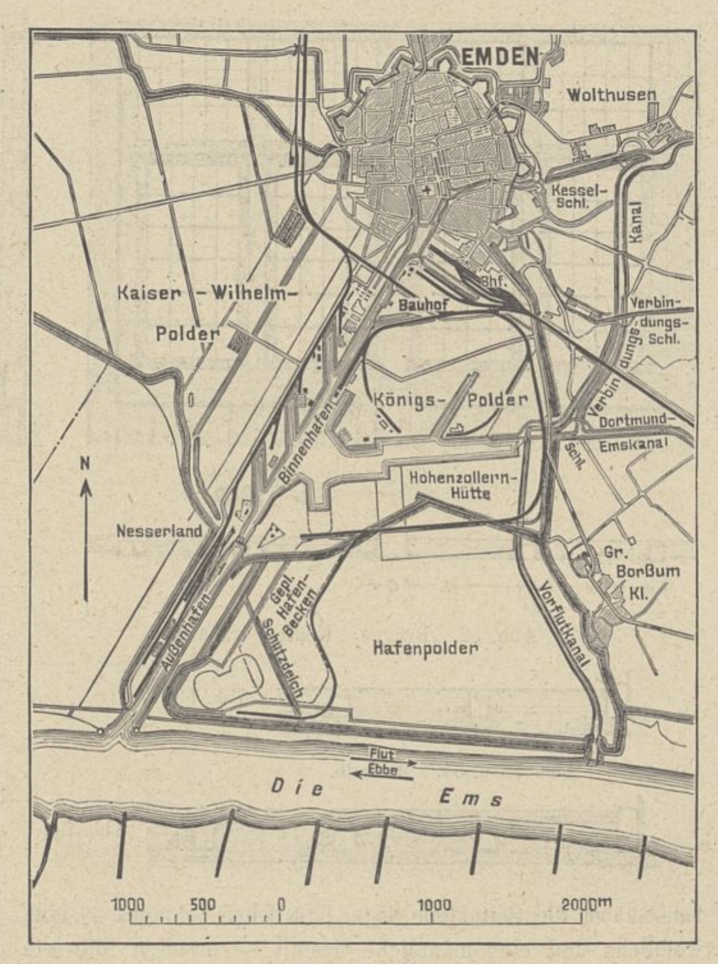


Abb. 1. Lageplan. Emden 1909.

Schwierigere Bauten, wie Bagger, Dampfer usw. werden wohl zweckmäßig nach wie vor den Privatwerften überlassen.

II. Entwicklung der Emder Staatswerft.

Die wichtigsten Bauhöfe für den preußischen Nord- und Ostseebezirk befinden sich in Memel, Pillau, Danzig, Stettin, Swinemünde (Ostsee), Geestmünde und Emden (Nordsee); von allen hat in den letzten Jahren Emden unbestreitbar die größte Bedeutung gewonnen. Wie die meisten gleichartigen Anlagen hat auch die Emder Werft sich aus ganz kleinen Anfängen entwickelt. Vor dem Jahre 1886 wurden die fiskalischen Geräte in Emden auf dem dortigen, sehr beengten städtischen Bauhofe und in verschiedenen gemieteten kleinen Schuppen untergebracht und instandgesetzt. Hierdurch war die Aufrechterhaltung eines geregelten Betriebes sehr erschwert und die ordnungsmäßige Beaufsichtigung des Inventars fast unmöglich. Man ging deshalb bald an die Gründung eines fiskalischen Bauhofes. Die für diesen Bauhof gewählte Lage ist aus dem Lageplan (Text-Abb. 1) zu ersehen. Schon im Jahre 1888 wurde die in Text-Abb. 2 dargestellte Anlage geschaffen, die sich aber bald als zu klein erwies und bereits in den folgenden Jahren wesentlich erweitert werden mußte. Diese erste Anlage umfaßte nur eine Werkstatt — Schmiede und Schlosserei — von 8×26 qm Grundfläche, einen Schuppen von rund 110 m Länge und 8 m Breite zur Unterbringung von Fahrwassertonnen, eine Querhelling für Handbetrieb zum Aufschleppen der Geräte, einen Drehkran von 25 t Tragkraft und einen Kohlenschuppen. Außerdem war für den Bauhofvorsteher eine Dienstwohnung vorgesehen.

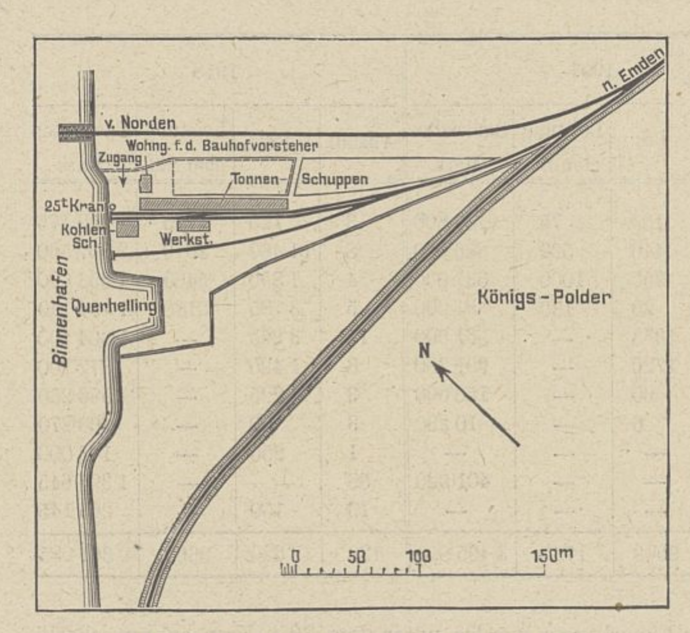


Abb. 2. Fiskalischer Bauhof in Emden 1888.

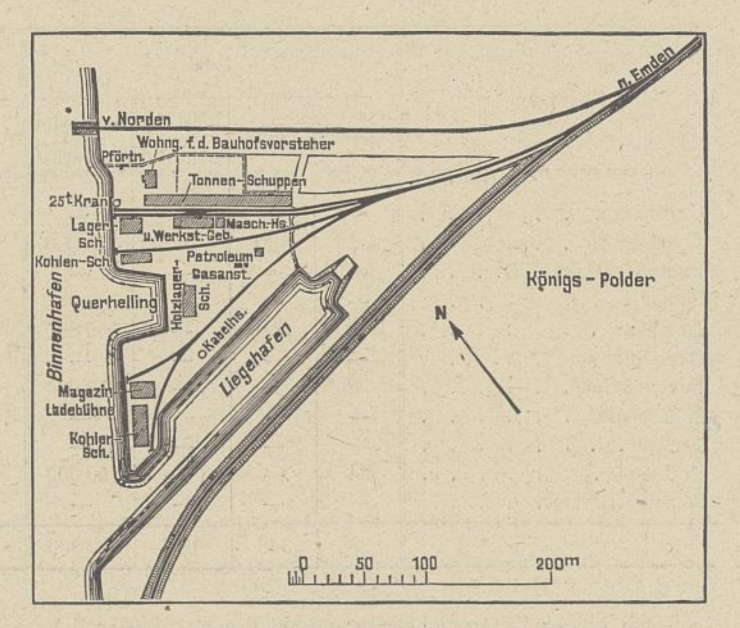


Abb. 3. Fiskalischer Bauhof in Emden 1901.

Nachdem im Jahre 1895 ein Liegehafen für die Geräte geschaffen war und die Werkstatt- und Lagergebäude eine weitere Vermehrung oder Vergrößerung erfahren hatten, erhielt der Bauhof im Jahre 1901 die aus Text-Abb. 3 ersichtliche Gestalt. Aber schon nach wenigen Jahren machte sich infolge der dauernden Zunahme des Betriebes und der entsprechenden Vermehrung der Geräte das Bedürfnis nach einer nochmaligen erheblichen Vergrößerung der Anlagen geltend. Die in diesen Jahren erfolgte Inbetriebnahme des Dortmund-Ems-Kanals und der damit verbundene Aufschwung des Emder Hafenverkehrs bedingte den Bau größerer Hafenanlagen und die Vertiefung des Fahrwassers der Ems. Infolgedessen setzte im Jahre 1906 eine erhöhte Bautätigkeit ein. Der Binnenhafen wurde erweitert, die neue Seeschleuse gebaut und das Fahrwasser der Ems bei Emden wesentlich verbessert und vertieft. Die für diese Bauten erforderlichen

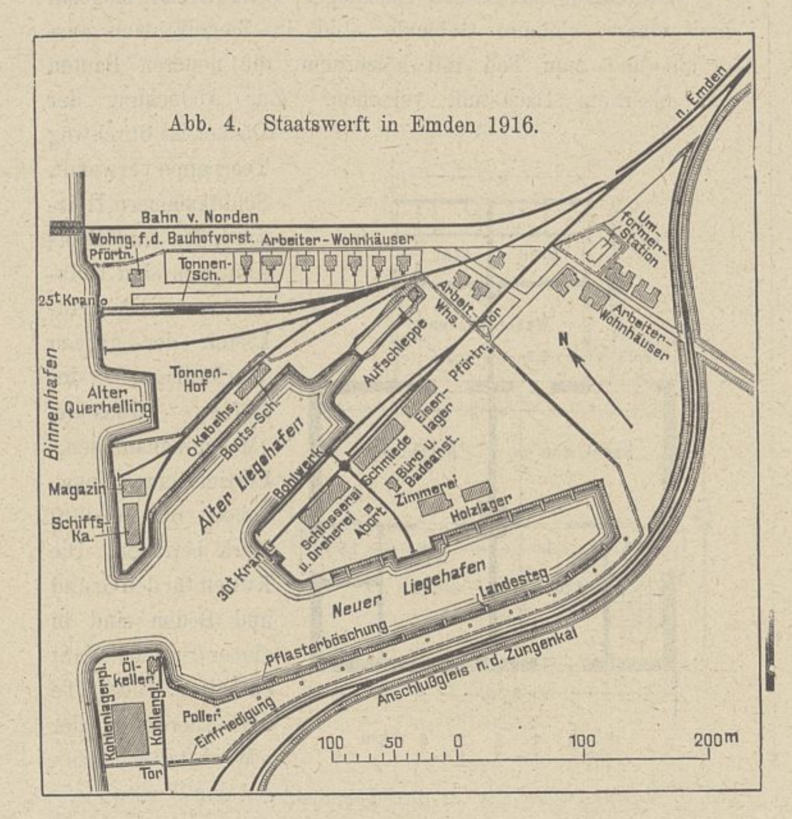


Abb. 4. Staatswerft in Emden 1916.

Baggerarbeiten wurden ausschließlich im Eigenbetriebe ausgeführt. Hierfür wurde eine Anzahl großer Baggergeräte neu beschafft. Für den so vergrößerten Gerätepark war auf dem vorhandenen Bauhofe kein Platz mehr; die Geräte lagen deshalb im Winter im ganzen Binnenhafen zerstreut und ihre regelrechte Beaufsichtigung und Instandhaltung war nahezu unmöglich. Um diesem Übelstande abzuhelfen, wurde im Jahre 1911/12 ein zweiter wesentlich größerer Liegehafen geschaffen. Aber auch die sonstigen Einrichtungen des Bauhofes waren den erhöhten Anforderungen nicht mehr gewachsen und machten eine schleunige durchgreifende Veränderung und Vergrößerung notwendig. Diese Um- und Erweiterungsbauten waren besonders schwierig, weil der umfangreiche Betrieb während der ganzen Bauzeit nicht stocken durfte; infolgedessen nahmen sie eine verhältnismäßig lange Zeit in Anspruch. Der einheitliche Neubau der ganzen Anlage hätte in kürzerer Zeit fertiggestellt werden können.

Der neue Liegehafen wurde, wie schon erwähnt, im Jahre 1911/12 angelegt; zu gleicher Zeit wurde im alten Liegehafen eine Längshellinganlage mit elektrischem Windenantrieb gebaut. Die neuen Werkstätten konnten erst im Jahre 1913 in Angriff genommen werden, und die ganze Anlage, deren Fertigstellung durch den inzwischen ausgebrochenen Krieg sehr verzögert wurde, war im Jahre 1915 so weit gefördert, daß sie voll in Betrieb genommen werden konnte. Aus dem kleinen dürftigen Bauhof des Jahres 1888, auf dem die wenigen Geräte der damaligen Zeit nur kümmerlich unterhalten werden konnten, hatte sich somit im Laufe von 27 Jahren eine große neuzeitlich eingerichtete Werft entwickelt (Abb. 4). Die neue Werft genügt jetzt nicht nur den laufenden Unterhaltungsarbeiten, sondern es werden auch Umbauarbeiten größeren Umfanges ausgeführt. Aus dem Grunde wurde auch die Bezeichnung „Bauhof" durch „Werft" ersetzt, weil jetzt tatsächlich nicht mehr ein Bauhofbetrieb, sondern ein vollkommener Werftbetrieb vorliegt.

Die dauernde Vermehrung der fiskalischen Geräte seit dem Jahre 1886, sowie die Erhöhung ihrer Leistung und des Anschaffungswertes ist aus der umstehenden Zusammenstellung zu ersehen:

Geräte	1886				1901				1918			
	Anzahl	PS_i	Leistung cbm/Std.	Baukosten Mark	Anzahl	PS_i	Leistung cbm/Std.	Baukosten Mark	Anzahl	PS_i	Leistung cbm/Std.	Baukosten Mark
Greifbagger	—	—	—	—	3	100	75	100 800	3	125	75	159 175
Eimerbagger	1	30	100	143 000	3	440	520	886 000	8	1 460	2010	2 057 560
Pumpenbagger	—	—	—	—	2	250	1000	337 000	4	1 850	5400	1 353 000
Spüler	—	—	—	—	1	20	130	51 000	5	3 785	2180	1 154 140
Dampfer	2	256	—	159 800	8	1353	—	561 500	17	3 265	—	1 304 200
Dampfprahme	—	—	—	—	10	1720	—	997 700	8	1 420	—	872 700
Feuerschiffe	2	60	—	150 000	2	60	—	150 000	3	225	—	586 250
Motorboote	—	—	—	—	2	6	—	10 280	9	90	—	68 270
Tender	—	—	—	—	—	—	—	—	1	250	—	143 000
Prahme	24	—	—	150 000	56	—	—	401 520	58	—	—	1 397 645
Sonstige Geräte	—	—	—	—	—	—	—	—	13	150	—	265 145
	29	346	100	602 800	87	3949	1725	3 495 800	129	12 620	9665	9 361 085

Nach obiger Zusammenstellung geht die außerordentliche Zunahme der Geräte nach Zahl und Größe besonders deutlich aus den Beschaffungskosten hervor. Im Jahre 1886 betrug der Wert der 29 Geräte 602800 Mark, im Jahre 1918 hatten die 129 Geräte einen Wert von 9361085 Mark. Die Kosten für den Betrieb und die Unterhaltung der Geräte (ausschließlich der Mannschaftslöhne) und der Werft selbst wuchsen von 57000 Mark im Jahre 1892 auf rd. 600000 Mark im Jahre 1916 an.

Auch die Vermehrung der ständig auf der Werft beschäftigten Arbeiter gibt ein gutes Bild über die Zunahme der Leistungsfähigkeit der Werft. Die Zahl der Arbeiter betrug im Jahre 1888: rd. 30; im Jahre 1901: 60 und im Jahre 1918 rd. 160. Dabei ist zu berücksichtigen, daß zu Anfang auch die Unterhaltung der Seezeichen auf dem Bauhofe ausgeführt wurde; erst seit dem Jahre 1909, nach Anlegung eines besonderen Tonnenhofes neben der Werft und unabhängig von dieser, wurden die Unterhaltungsarbeiten an den Tonnen nicht mehr auf der Werft ausgeführt.

III. Beschreibung der neuen Werft.

A. Allgemeines.

Die Gesamtfläche der Werft umfaßt jetzt ein Gebiet von rd. 1015 a und zwar 455 a Wasserfläche und 560 a Landfläche; bebaut sind rd. $53^1/_2$ a. Die Liegehäfen haben durchweg 4 m Wassertiefe, so daß auch die größten Geräte an jeder Stelle der Häfen liegen können. Bei der Anlage der Werftgebäude ist auf einen möglichst günstigen Arbeitsvorgang Bedacht genommen. Geräte, die nur Kohlen und sonstige Betriebsstoffe erhalten, bleiben an der Außenkajung vor dem Kohlenlagerplatz oder dem Speicher liegen; sie kommen also gar nicht in den eigentlichen Werft-Liegehafen, der nur für Ausbesserungs- und Liegefahrzeuge bestimmt ist und auf diese Weise erheblich entlastet wird. Fahrzeuge, an denen größere Arbeiten nötig sind, werden zunächst unter den 30 t-Kran verholt, mit welchem die schweren Teile herausgenommen werden; dann erst kommen sie an die Kajung vor der Schmiede. Prahme und Geräte mit leichteren Beschädigungen kommen in den neuen Liegehafen vor die Zimmerei. Aufgeschleppte Geräte werden soweit möglich auf der Helling instandgesetzt und dann, wenn nötig, noch an die entsprechende Stelle im Liegehafen verholt. Die Turasse der Eimerbagger werden unter dem 30 t-Kran ausgewechselt. Eimerbagger, die nur Turaßwechsel haben, kommen daher auch nicht in den Liegehafen.

Kohlen und Betriebsstoffe werden der Werft in erster Linie auf dem Wasserwege zugeführt. Die Leichter legen, ohne in den Liegehafen zu kommen, im Binnenhafen am Kohlenplatz oder vor dem Magazin an und werden dort gelöscht. Eisenbahn- und Straßenzugang hat die Werft von der Ostseite her; auf diesem Wege kommen hauptsächlich die für die Werkstätten der Werft erforderlichen Arbeitsstoffe, z. B. Schmiedekohlen, Eisenwaren und dergleichen an. Das Eisenlager und Werftmagazin, welches ganz von dem Betriebsmittelmagazin getrennt ist, liegt deshalb der östlichen Werftpforte am nächsten. Dem Arbeitsvorgange entsprechend schließen sich hieran die Schmiede, die Schlosserei und die Dreherei. Holz wird auf dem Wasserwege zugeführt. Aus diesem Grunde haben das Holzlager und die Zimmerei ihren Platz am Ufer des neuen Liegehafens gefunden.

Schmiede, Schlosserei, Eisenlager, Werftbureau, Magazin und einige kleinere Gebäude sind in Ziegelrohbau ausgeführt und zum Teil mit hölzernem, die neueren Bauten mit eisernem Dachstuhl versehen. Zur Abdeckung der Dächer ist durchweg Teerpappe verwandt. Schiffkammern, Holzschuppen und Bootschuppen sind Holzbauten. Die Baukosten der ganzen Werftanlage, der Häfen, Gebäude, Maschinenanlagen, Einrichtungen usw. haben rd. 860000 Mark betragen. Die Kosten für den Grund und Boden sind in dieser Summe nicht enthalten. Die Größe und Anordnung der Werkstattgebäude auf der Werft (Text-

Abb. 5. Arbeiterwohnhaus für zwei Familien.

Abb. 4) läßt erkennen, daß für spätere Erweiterungsbauten, die infolge etwaiger Vergrößerung des Betriebes notwendig werden, genügend Raum vorhanden ist.

Außerhalb des eigentlichen Werftgeländes sind im Laufe der Zeit 14 Wohnhäuser für insgesamt 36 Arbeiter- und Meisterfamilien gebaut worden. Hiervon sind vier Häuser für vier Familien, zehn für zwei Familien (Text-Abb. 5) eingerichtet. Für einige weitere Arbeiterhäuser ist noch Platz vorhanden. Die Wohnungsmiete beträgt je nach der Größe der Wohnungen 180 bis 240 Mark jährlich; für die Entnahme von Wasser aus der fiskalischen Leitung sind von jedem Wohnungsinhaber jährlich 12 bis 15 Mark zu entrichten.

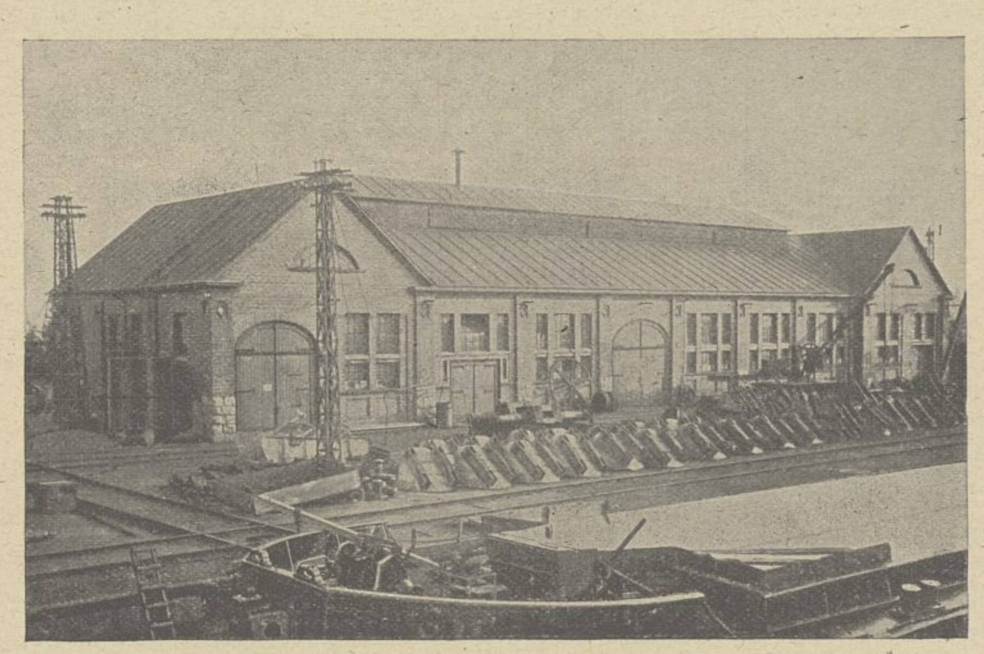


Abb. 6. Maschinenhaus, Kupferschmiede, Dreherei und Schlosserei.

B. Die Werkstätten und Magazine.

1. Das Maschinenhaus (Text-Abb. 6 und Abb. 2 Bl. 35). Maschinenhaus, Dreherei, Schlosserei und Kupferschmiede sind in einem Gebäude vereinigt. In dem östlichen Teil dieses Gebäudes ist das Maschinenhaus untergebracht.

Für den Antrieb der Werkzeugmaschinen des alten Bauhofes wurde im Jahre 1890 eine Dampfmaschine von 10 PS Leistung beschafft. Im Jahre 1905 war der Kraftbedarf so weit gestiegen, daß diese Maschine nicht mehr ausreichte; sie wurde deshalb 1906 durch einen 25 PS-Dieselmotor der Maschinenfabrik Nürnberg ersetzt. Beide Maschinen wirkten durch Riemen- und Seiltrieb unmittelbar auf die Transmissionen der Werkstätten. Bei der Neuanlage der Werft wurde die elektrische Kraftübertragung gewählt, deren Einführung durch den Anschluß aller fiskalischen Anlagen im Emder Hafen an die inzwischen im Auricher Wiesmoor gegründete Überlandzentrale wesentlich erleichtert wurde. Gleichzeitig wurde durchweg elektrische Beleuchtung eingeführt. Der Kraftbedarf der Werft beträgt jetzt bei vollem Betriebe rd. 150 PS. Die gesamte Beleuchtungsanlage umfaßt 12 Bogenlampen, 12 Halbwattlampen von 400 NK., 1 Sparbogenlampe und 340 Glühlampen von 25 NK.

Zur Verwendung kommt in erster Linie Drehstrom. Die Überlandzentrale Wiesmoor sendet Drehstrom von 20 000 V., der in einer Umformerstation neben der Werft (Text-Abb. 4) auf 500 V. heruntergeschaltet wird. Mit dieser Spannung arbeiten sämtliche Motoren der Werft. Die Beleuchtung ist für 110 V. eingerichtet.

Das Maschinenhaus umfaßt zwei getrennte Räume. Der kleinere enthält einen Arbeitsstand für den Elektrotechniker und zwei Gehilfen und dient ferner zur Aufbewahrung von elektrischen Ersatzteilen und Preßluftwerkzeugen. An der freien Schmalwand sind zwei kleine Umformer von 5 und 15 KW.-Leistung aufgestellt, die den 500 V.-Drehstrom für die Beleuchtung auf 110 V. umschalten; der größere dient für die Nacht-, der kleinere für die Tagesbeleuchtung. Die Spannung von 110 V. ist für das Lichtnetz gewählt, weil eine vorhandene Gleichstromdynamo, die im Falle des Versagens der Überlandzentrale den erforderlichen Strom liefern soll, gleichfalls mit 110 V. arbeitet; außerdem ist für plötzlich eintretenden Lichtbedarf eine Sammlerbatterie vorhanden, die ebenfalls nur 110 V. Spannung liefert.

In dem größeren Raum stehen die Maschinen und die Schaltanlagen. Vorhanden ist zunächst eine Gleichstromdynamo von 19 KW.-Leistung bei 110 V. Spannung, die von dem früher erwähnten 25 PS-Dieselmotor angetrieben wird. Dieser Maschinensatz dient als Aushilfe. In der Schmiede und der Schlosserei ist zu diesem Zweck neben dem Drehstrom-Antriebmotor je ein Gleichstrommotor aufgestellt, so daß im Bedarfsfalle der Werkstattsbetrieb unabhängig von der Überlandzentrale notdürftig aufrechterhalten werden kann. Weiter ist ein Drehstrom-Gleichstrom-Umformer von 40 KW. Leistung und gleichstromseitig 110 V. Spannung vorgesehen. Gleichstrom mußte neben dem Drehstrom beibehalten werden, weil die zur Ausbesserung an der Werft liegenden Geräte ihren Lichtstrom von der Werft-Zentrale erhalten, und diese Geräte haben sämtlich Gleichstromanlagen. Ferner sind alle versetzbaren Bohrmaschinen und sonstigen Hilfsgeräte für Gleichstrom eingerichtet; außerdem wird Gleichstrom zum Schweißen und zum Laden der Sammlerbatterie gebraucht. Das elektrische Schweißverfahren hat sowohl im Maschinenbau als im Schiffbau in neuerer Zeit eine sehr weitgehende Anwendung gefunden; es ist deshalb noch ein besonderer Schweißumformer von 8 KW. Leistung und gleichstromseitig 40 V. Spannung aufgestellt worden. Dieser Maschinensatz ermöglicht das Arbeiten ohne große stromverzehrende Widerstände. Ferner steht in dem Maschinenraum noch eine Preßluftanlage mit einem 17 PS-Drehstrommotor; der Kompressor verdichtet 2,1 cbm Luft in der Stunde auf 7 Atm. Die Preßluft dient zum Antrieb von Niethämmern, Stemmern, Kesselklopfern, Rostklopfern und dergleichen. Zum Antriebe eines Sandstrahlgebläses zum Reinigen von Schiffsböden wird die Preßluft nicht verwendet, weil der feine Sand die Räder des Aufschleppwagens zu stark verschmutzt.

Der Fußboden des Maschinenhauses ist mit Fließen belegt, die Wände sind mit Ölfarbe gestrichen. Zur Raumbeleuchtung ist eine 400kerzige Halbwattlampe vorhanden; außerdem sind noch zehn Glühlampen je 25 NK. angelegt.

2. Die Kupferschmiede und Klempnerei (Abb. 2 Bl. 35). An das Maschinenhaus schließt sich die Kupferschmiede und Klempnerei unmittelbar an. Sie enthält eine Feilbank, ein größeres und ein kleineres Schmiedefeuer und einen Senkkasten von 2 m Länge, 1,8 m Breite und 1,2 m Tiefe, der beim Auflöten von Flanschen und Bordscheiben auf lange Rohre benutzt wird. In diesem Raum soll später noch eine kleine Metallgießerei eingerichtet werden. Für die Abendbeleuchtung des Raumes ist eine 400 kerzige Halbwattlampe vorgesehen; an den Arbeitständen sind außerdem noch fünf Glühlampen von je 25 NK. verteilt.

3. Die Schlosserei und Dreherei (Abb. 2 u. 3 Bl. 35). Die Schlosserei und Dreherei schließt sich an die Kupferschmiede an und ist mit ihr durch eine kleine Schlupftür verbunden. Sie nimmt naturgemäß den größten Raum des betreffenden Gebäudes ein. Auf der Südseite des Raumes stehen die Feilbänke, auf der Nord- und Westseite die Werkzeugmaschinen. Der Werkmeister hat sein Zimmer in erhöhter Lage; darunter befinden sich Wasch- und Eßräume für die Arbeiter, sowie die Werkzeugausgabe. Der Fußboden des ganzen Raumes ist mit Granitsteinen gepflastert, nur an den Arbeitsständen liegt Hirnholzfußboden.

Die Werkzeugmaschinen werden sämtlich von der durchlaufenden Triebwelle angetrieben. Es sind vorhanden: 7 Drehbänke verschiedener Größe, 1 Horizontalbohrwerk, 1 Plandrehbank, 3 kleinere Bohrmaschinen, 1 Hobelbank, 1 Shapingmaschine, 1 Fräsmaschine, 1 Kaltsäge, 1 Gewindeschneidemaschine, 1 Schleifmaschine und 2 Schmirgelscheiben. Die Welle wird von einem 27 PS-Drehstrommotor angetrieben, ein 14 PS-Gleichstrommotor ist als Aushilfe aufgestellt. Die leichteren Werkzeugmaschinen stehen an der Außenwand des Raumes, die schweren in der Mitte, wo sie von einem in der Längsrichtung des Gebäudes laufenden 5 t-Handaufstellungskran von 8,3 m Spannweite mit bedient werden können.

Beleuchtet wird der Innenraum durch drei 400 kerzige Halbwattlampen und 19 Glühlampen von je 25 NK. Zur Erwärmung des Raumes ist eine Niederdruckdampfheizung vorgesehen, die den erforderlichen Dampf vorläufig von einem einstweilig aufgestellten alten Schiffskessel erhält; dieser

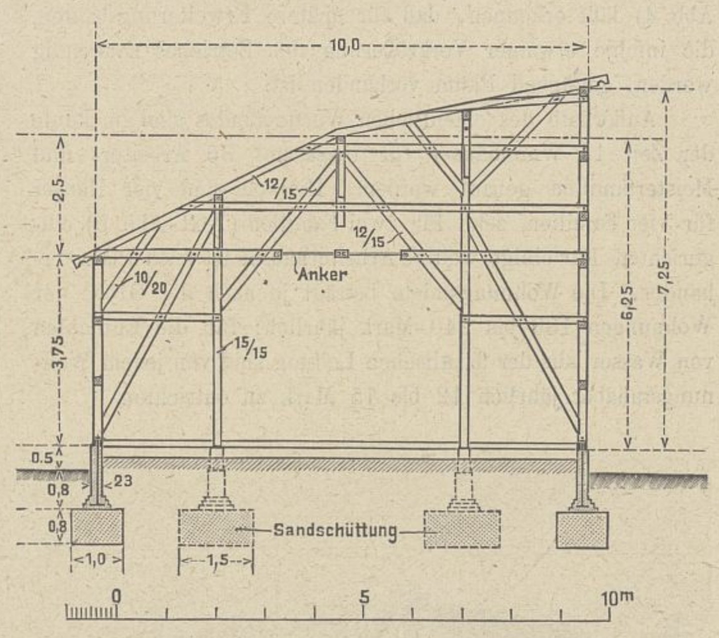


Abb. 7. Holzlagerschuppen. Querschnitt mit Binder.

Kessel soll gelegentlich durch einen Gliederkessel ersetzt werden.

4. Die Schmiede (Text-Abb. 10 und Abb. 1 Bl. 35). Die Schmiede ist ganz besonders geräumig gebaut. Die Arbeitsverteilung ist so gedacht, daß schwere Stücke mit einem fahrbaren Kran an das auf der Nordseite am westlichen Ende gelegene Tor gebracht und dort von einem feststehenden Drehkran aufgenommen werden. Der Wirkungskreis des Kranes bestreicht ein großes Rundfeuer, einen schweren Lufthammer und eine große Richtplatte. Schwere Arbeitsstücke können also stets mit dem Kran von einer Arbeitsstelle zur andern bewegt werden. Die kleineren Feuer stehen in dem mittleren Teil des Gebäudes. Der übrige Raum ist für die Blechschmiede bestimmt. Die Schmiede enthält ein Rundfeuer (verschiebbar), drei größere und zwei kleinere Doppelfeuer, eine Richtplatte, eine Stauchplatte, zwei Lochplatten, einen Fallhammer von 50 kg Fallgewicht für Riemenantrieb, einen Lufthammer von Billeter und Klunz von 250 kg Schlagkraft bei 170 Schlägen in der Minute mit Einzelantrieb durch einen 3 PS-Drehstrommotor, ein Gebläse von 23 cbm je Minute bei 280 mm WS. mit Einzelantrieb durch einen 4 PS-Motor, ein Hilfsgebläse für Riemenantrieb, eine Schere und Stanze mit einem 6 PS-Antriebmotor, zwei Bohrmaschinen, eine kleinere Stanze, zwei Blechwalzen, eine Schleifmaschine und einen Schleifstein. Der oben erwähnte feste Drehkran hat 1,5 t Tragfähigkeit bei 3 m Ausladung und Handbetrieb. Die nicht mit besonderem Antriebmotor ausgerüsteten Werkzeugmaschinen werden von einer Triebwelle aus bewegt, die ihren Antrieb von einem 27 PS-Drehstrommotor erhält; auch hier steht zur Aushilfe ein 14 PS-Gleichstrommotor.

Abb. 8 u 9 Betriebsmagazin.

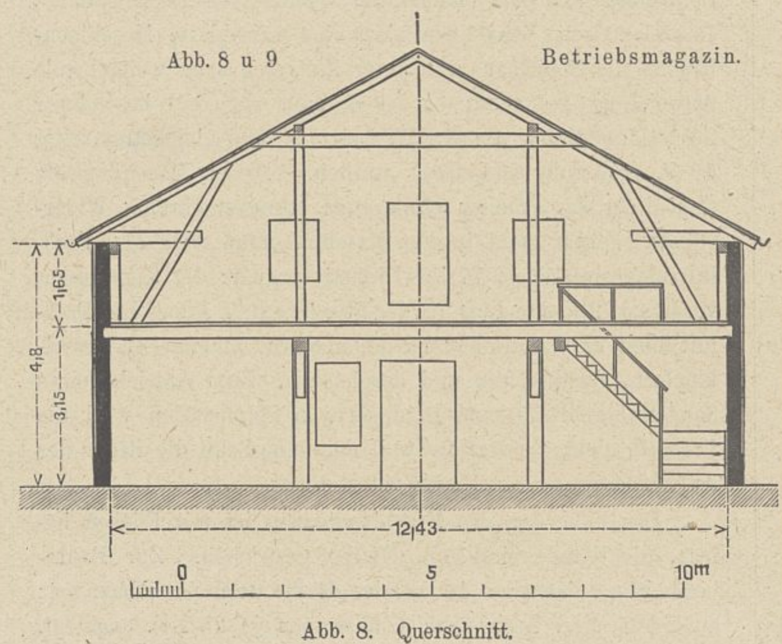


Abb. 8. Querschnitt.

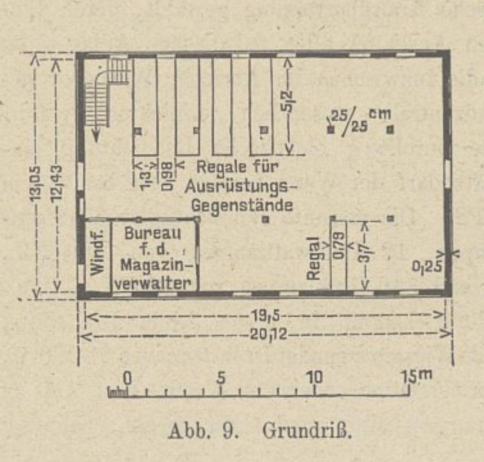


Abb. 9. Grundriß.

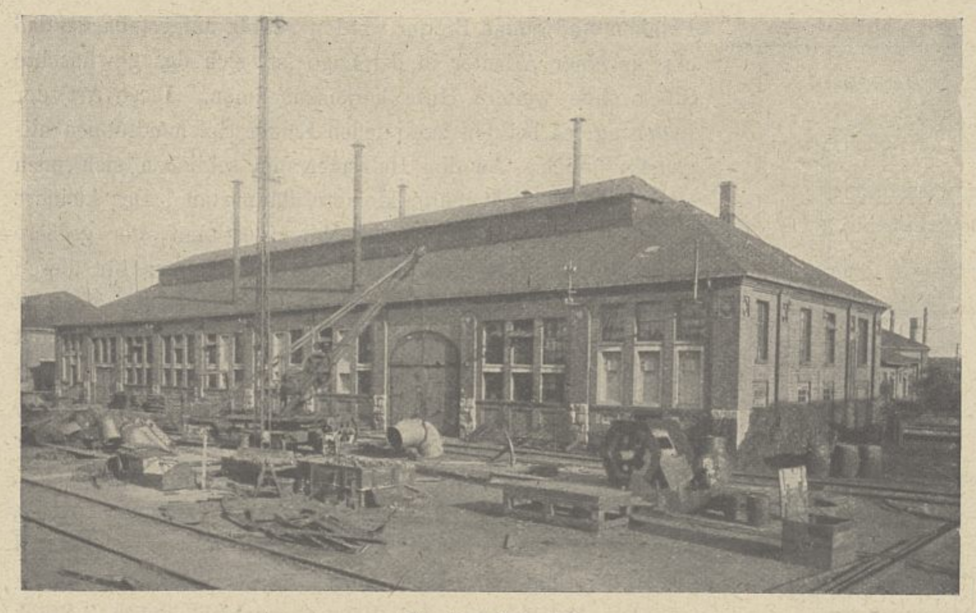


Abb. 10. Schmiede.

Ein Aufenthaltsraum für die Arbeiter befindet sich in einer Ecke des Gebäudes; über diesem Raum hat der Werkmeister sein Zimmer. An der Westseite des Gebäudes sind in besonderen Räumen die Schmiedekohlen und der Heizkessel für die Schlosserei untergebracht; darüber sind noch einige Räume zur Lagerung der wertvolleren Werkzeuge und ein Zimmer für den Betriebstechniker vorgesehen. Zur Erzeugung des erforderlichen Luftwechsels in der Schmiede war beim Bau des Gebäudes im Dach die übliche Entlüftung eingerichtet; sie mußte jedoch nach dem ersten Winter wieder dicht gesetzt werden, weil bei den in Emden herrschenden außerordentlich heftigen und anhaltenden Winden, Regen und Schnee in großer Menge eindrangen. Jetzt ist die Luft in dem Raume auch trotzdem gut und Rauchbelästigung ist nicht zu spüren. — Die Schmiede wird durch vier 400kerzige Halbwattlampen erleuchtet; an den Arbeitsständen und den einzelnen Maschinen sind noch 14 Glühlampen von je 25 NK. verteilt.

5. Das Eisenlager (Text-Abb. 11 u. Abb. 7 u. 8 Bl. 35). Das Gebäude ist in Rohziegelbau ausgeführt und hat eiserne Dachbinder, auf welchen ein Teerpappdach liegt. Der Fußboden ist mit Stampfbeton belegt. Der Raum dient zur Lagerung von Eisenwaren und Werkstoffen. Zu ebener Erde lagern die schweren Teile. Die schwereren Eisenbleche, Grobbleche, stehen nach Stärken geordnet in Gestellen. Größere Gußteile lagern auf dem Fußboden, kleinere in besonderen Borden und zwar nach Gattungen geordnet. Für Feinbleche, Kupfer-, Messing- und Stahlbleche sind besondere Fächer vorgesehen. Wage, Handschere und Handrollkran sind vorhanden. Ein besonderes großes Gestell dient zur Aufbewahrung von Profileisen; für jede Gattung und Stärke ist ein Fach vorgesehen. Etwa 3 m über dem Fußboden ist ein Bodenraum eingebaut, der sich über die halbe Fläche des Gebäudes erstreckt. Hier wird in einzelnen Gestellen außer Kupfer- und Messingrohr und Werkzeugstahl das Kleinzeug aufbewahrt, wie Niete, Schrauben, Scheiben, Splinte, Gasrohrausrüstung, Riemenverbinder und dergleichen.

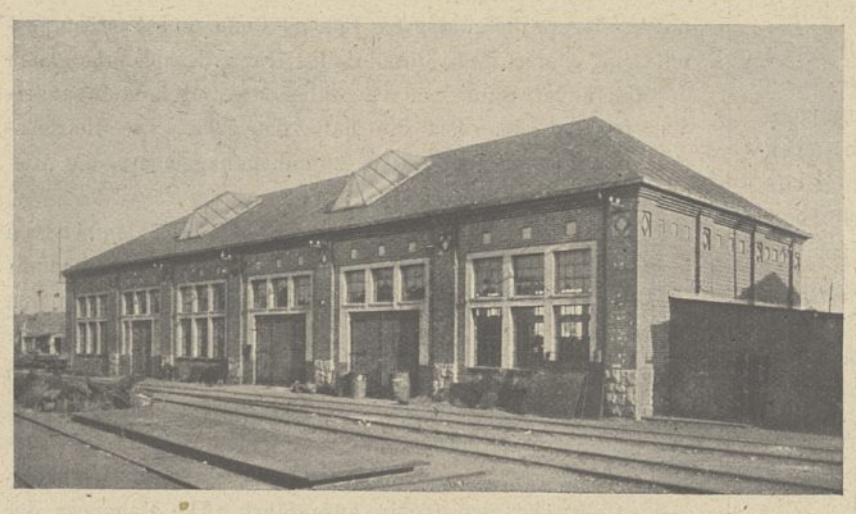


Abb. 11. Eisenlager.

Für das ganze Eisenlager ist Glühlichtbeleuchtung vorgesehen und zwar 19 Lampen von je 25 Kerzen.

6. Die Zimmerei (Text-Abb. 12 und Abb. 4 Bl. 35). Der Rohziegelbau hat etwa 13×23 m Grundfläche und 5 m Außenwandhöhe. Außer den Seitenfenstern sind noch zwei große Oberlichter auf dem Dach vorgesehen, so daß der ganze Raum eine sehr günstige Tagesbeleuchtung hat. In einer Ecke befindet sich ein Wasch- und Ankleideraum für die Leute und darüber die Meisterstube. Geheizt wird der Raum durch Niederdruckdampf, der von einem Strebelkessel erzeugt wird; die Kesselanlage ist in einem kleinen Anbau untergebracht. An Werkzeugmaschinen sind vorhanden eine große wagerechte Bandsäge für Hölzer bis 850 mm Höhe, eine Fräsmaschine mit Kreissäge und Langlochbohrer, eine Abrichtmaschine, eine Drehbank, eine kleinere senkrechte Bandsäge, eine Sägeblattschärfmaschine, eine Messerschleifmaschine für Hobelmesser und zwei



Abb. 12. Zimmereiwerkstatt.

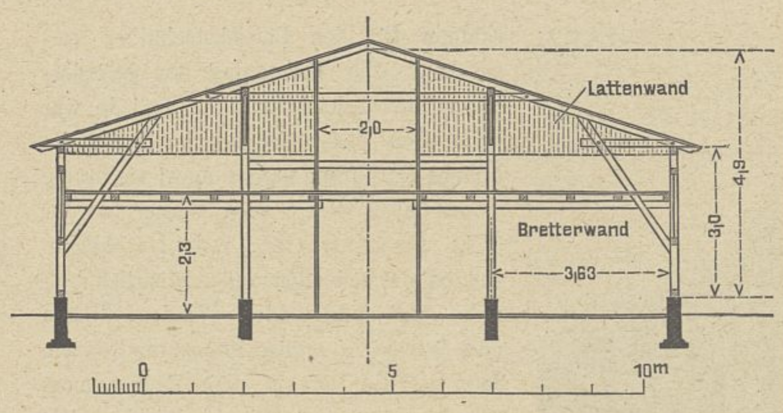


Abb. 13. Querschnitt.

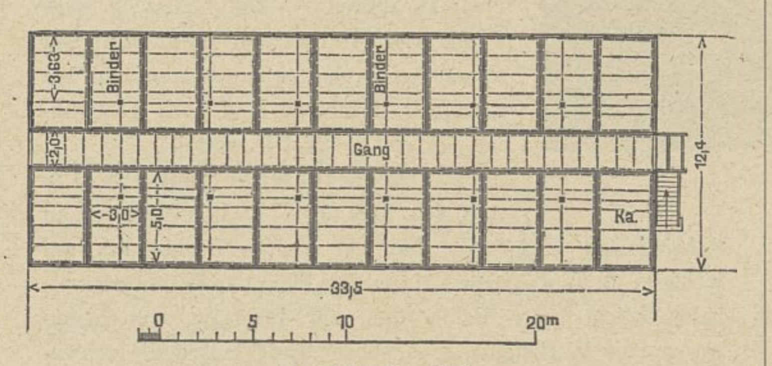


Abb. 14. Grundriß.

Abb. 13 u. 14. Schiffskammern.

Schleifsteine. Vor der Zimmerei steht noch eine Kappsäge. Sämtliche Maschinen erhalten ihren Antrieb von einem 27 PS-Drehstrommotor. Die genannten Arbeitsmaschinen nehmen die eine Hälfte des ganzen Raumes ein; die andere ist vollständig frei von Triebwellen und Riemen; hier stehen sieben Hobelbänke. Der Fußboden ist durchweg mit Holzdielen belegt. Beleuchtet wird der Raum von drei 400kerzigen Halbwattlampen und drei 25kerzigen Glühlampen.

7. Das Holzlager (Text-Abb. 7). Das Gebäude ist in Holzfachwerk ausgeführt. Der Holzlagerraum hat etwa 10×20 m Grundfläche und 3,75 bis 6,25 m Höhe. Schwere Bohlen werden in der üblichen Weise gelagert; die häufiger gebrauchten Planken und dünne Bretter werden schräg aufgestellt, so daß ein einzelner Arbeiter in der Lage ist, sich das gewünschte Stück ohne weitere Hilfe herauszunehmen. Diese Art der Lagerung ist bei den zahlreichen Emder Holzhandlungen allgemein üblich. An den Holzlagerraum schließen sich noch zwei besonders abgeteilte kleinere Räume an. Der kleinere der beiden Räume ist für die Maler bestimmt, der größere dient vorläufig als Eßraum für die Hofarbeiter; für diesen Zweck soll später noch ein besonderes Gebäude errichtet werden. Über den beiden letztgenannten Räumen befindet sich der Modellraum. Im Laufe der Jahre ist auf der Werft eine große Zahl Modelle angefertigt worden; es soll dahin gestrebt werden, daß für sämtliche Gußteile, die häufiger abgegossen werden müssen, die Modelle vorhanden sind. Werden den Gießereien die Modelle zur Verfügung gestellt, so verbilligen sich die Gußkosten nicht unwesentlich, und die Anlieferung wird beschleunigt.

Die Beleuchtung der Räume geschieht durch 7 Stück 25kerzige Glühlampen.

8. Das Betriebsmagazin (Text-Abb. 8 u. 9). In diesem Magazin lagern sämtliche Ausrüstungsteile und Betriebsstoffe für die Geräte, außer Kohlen, Öl, Benzin und Petroleum. Für diese Betriebsstoffe ist besondere Lagerung vorgesehen, die weiter unten beschrieben wird.

Das Gebäude ist in Rohziegelbau ausgeführt und hat hölzernen Dachstuhl. Zwei Stockwerke sind angeordnet; im unteren lagern die gängigsten Betriebsstoffe und Ausrüstungsteile, im oberen Stock die übrigen. Im Erdgeschoß hat auch der Materialverwalter einen abgeschlossenen Bureauraum; außerdem befindet sich dort die Materialausgabe. Die Betriebsstoffe sind zu ebener Erde in Abteilungen gelagert, die Ausrüstungsteile in Regalen.

Zur Beleuchtung des Magazins sind 22 Glühlampen von je 25 Kerzen vorgesehen. Zum Schutz gegen Feuersgefahr sind zwei Hydranten eingebaut; außerdem hängen im Inneren des Gebäudes an mehreren Stellen Perkeofeuerlöscher.

9. Die Schiffskammern (Text-Abb. 13 u. 14). In den Schiffskammern lagern die Ersatzausrüstungsteile der Geräte. Für jedes Gerät ist ein besonderer verschließbarer Raum vorgesehen. Im ganzen sind 44 Kammern vorhanden. Der Holzfachwerkbau ist zweistöckig ausgeführt. Die Kammern der großen Geräte befinden sich im Erdgeschoß, die der kleineren im ersten Stock. Beleuchtet wird der ganze Raum durch 12 je 25kerzige Glühlampen.

10. Der Ölkeller (Text-Abb. 15 bis 17). Zur Aufbewahrung von Öl, Petroleum, Benzin und dergleichen Stoffen ist ein besonderer Ölkeller, entfernt von den übrigen Gebäuden, angelegt worden. Er enthält zwei Räume; in dem größeren lagert Öl und Petroleum, im kleineren Benzin. Die Stoffe werden auf Eisenbahnwagen an den Keller herangebracht und vom Dache aus durch besondere Füllvorrichtungen in die Behälter

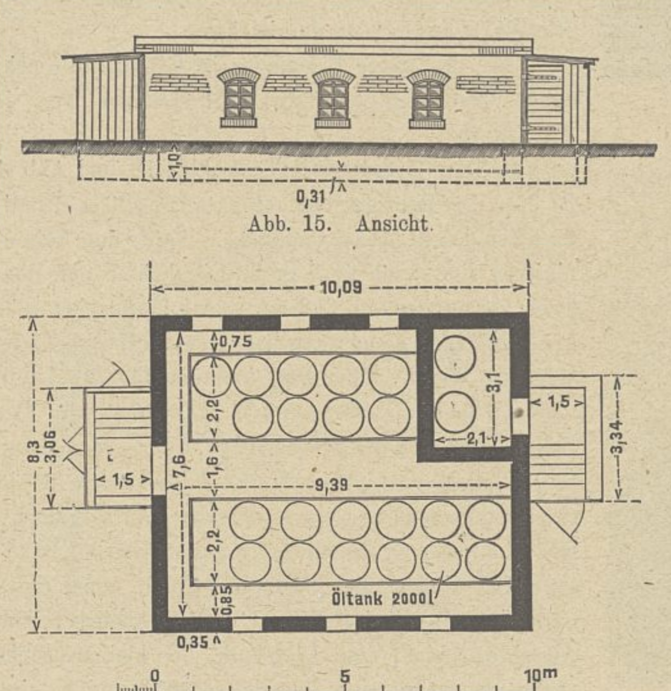


Abb. 15. Ansicht.

Abb. 16. Grundriß.

Abb. 15 bis 17. Ölkeller.

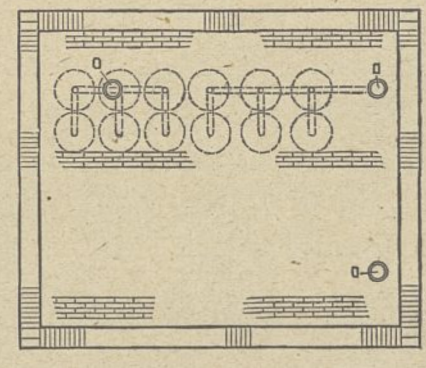


Abb. 17. Ansicht von oben.

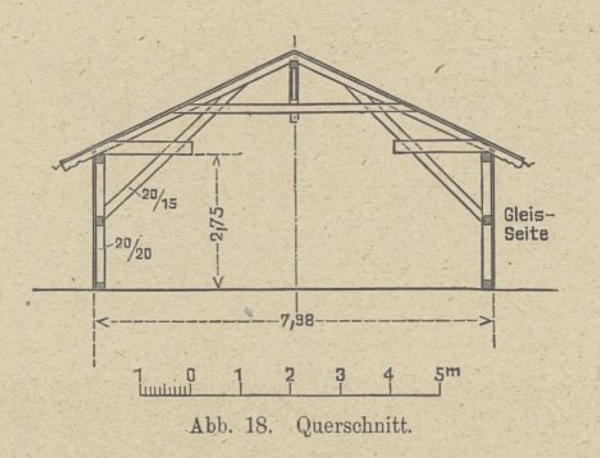


Abb. 18. Querschnitt.

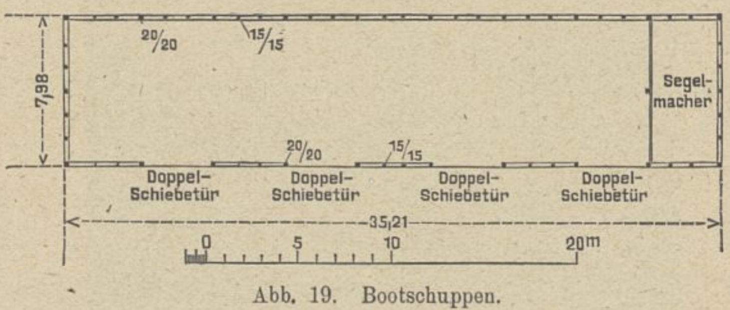


Abb. 19. Bootschuppen.

gegossen. Im ganzen sind 12 Behälter von je 2000 l Inhalt für Öl, 9 Behälter von je 2000 l Inhalt für Petroleum und 2 Behälter von je 2000 l Inhalt für Benzin vorhanden. Die eisernen Behälter stehen aufrecht und haben zylindrische Form; sie sind mit Abfüllvorrichtung und Standglas versehen.

Beleuchtung ist im Ölkeller nicht eingebaut; die Räume dürfen abends nur mit Sicherheitslampen betreten werden.

11. Der Bootschuppen (Text-Abb. 18 u. 19). Das Holzfachwerkgebäude dient zum Unterstellen von Booten, die zur Ausbesserung an Land gezogen sind. An einer Kopfseite des Gebäudes ist noch ein kleinerer Raum für die Segelmacher abgeteilt. Beleuchtet wird der Raum durch 4 je 25kerzige Glühlampen.

12. Das Werftbureau (Text-Abb. 20). Auf der Werft sind vorläufig nur die Diensträume für den Oberbauhofvorsteher und einige Schreiber vorgesehen. Das Dienstgebäude des Maschinenbauamtes soll später errichtet werden. Das Gebäude des Werftbureaus ist in Rohziegelbau mit hölzernem Dachstuhl ausgeführt. Auf der Nordseite liegen zwei Bureauräume für den Oberbauhofvorsteher und die Schreiber des Werftbureaus; ein dritter Raum ist für den Steindrucker bestimmt. An der Südseite des Gebäudes ist eine Heizanlage vorgesehen, die Dampf für die Heizung der Diensträume und warmes

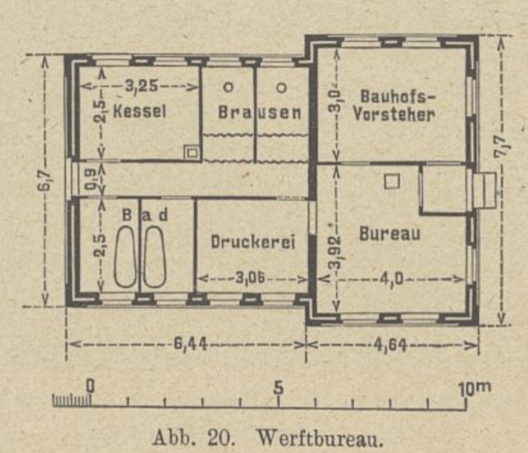


Abb. 20. Werftbureau.

Wasser für die Bäder erzeugt. Vorhanden sind zwei Brausebäder und zwei Wannen, die sowohl von den Arbeitern, als auch von den Lehrlingen fleißig benutzt werden. Beleuchtet werden die Räume durch 13 je 25kerzige Glühlampen.

13. Der Motorbootschuppen (Abb. 5 und 6 Bl. 35). Vorhanden sind neun Motorboote und zwar vier hölzerne und fünf eiserne. Zum Schutz der hölzernen Boote gegen Witterungseinflüsse ist im neuen Liegehafen ein über dem Wasser stehender Schuppen, mehr ein Schutzdach, gebaut, unter dem auch kleinere Motor- und Bootausbesserungen ausgeführt werden können. Der Schuppen hat sechs Bootstände für die hölzernen Boote. Die eisernen Boote sind gegen Schnee und Regen weniger empfindlich und liegen deshalb meist im Freien. Der hölzerne Schuppen hat 10 m Tiefe. Er ruht auf gerammten Pfählen und hat drei geschlossene Wände; die vierte, offene Wand, dient als Einfahrt. Ein Längs- und drei Querlaufstege vermitteln den Zugang zu den Booten. Der Schuppenraum wird durch 5 je 25kerzige Glühlampen beleuchtet.

C. Sonstige Anlagen.

1. Hellinganlage Der alte Bauhof besaß einen Querhelling, auf der Fahrzeuge von etwa 45 m Länge und höchstens 250 t Gewicht aufgeschleppt werden konnten. Für die neueren großen und schweren Geräte reichte dieser Helling aber bei weitem nicht mehr aus; außerdem war er im Jahre 1910 derart verbraucht, daß eine umfassende und kostspielige Instandsetzung nötig geworden wäre. Hierdurch hätte aber bei dem vorhandenen Unterbau die Tragfähigkeit nur unwesentlich erhöht werden können. Deshalb wurde im Jahre 1911 im alten Liegehafen ein neuer Helling gebaut und zwar ein Längshelling. Eine genaue Beschreibung dieses Hellings findet sich in der Zeitschrift für Bauwesen 1913, Seite 117 und Bl. 15 im Atlas. Hier soll daher nur kurz darauf eingegangen werden. Gebaut wurde die Anlage für Geräte von 550 t Aufschleppgewicht. Da jedoch der Unterbau ausreichend kräftig gehalten war, konnten nach einigen Verstärkungen des Schleppwagens Geräte bis zu 650 t Last aufgezogen werden. Die Neigung beträgt 1:12. Es können Fahrzeuge von 44 m Länge und 2 m Tiefgang, oder 57 m Länge und 0,5 m Tiefgang aufgeschleppt werden. Der Schleppwagen läuft auf vier Schienen; er hat besonders geringe Bauhöhe. Ein elektrisches Windwerk zieht den Wagen an zwei Stahldrahtseilen von 30 mm Durchmesser und je 60000 kg Bruchlast. Bricht ein Seil, so ist das andere stark genug, die ganze Last aufzunehmen. Durch ein Rädervorgelege lassen sich zwei Geschwindigkeiten einschalten. Solange der Wagen unter Wasser läuft, ist der Kraftbedarf geringer, und der Wagen fährt mit einer Geschwindigkeit von 2 m je Minute. Über Wasser ist der Kraftbedarf zum Aufschleppen größer, und der Wagen wird nur mit 1 m je Minute bewegt. Das Ablaufen wird durch ein Abzugseil geregelt, wodurch eine gleichmäßige, nicht zu große Geschwindigkeit gewährleistet ist. Kraftbedarf und Zeitaufwand sind verhältnismäßig gering. So ergab z. B. das Aufziehen eines Spülers von etwa 510 t Aufschleppgewicht einen Stromverbrauch von 22 KW./Std. bei 15 Minuten schneller und 50 Minuten langsamer Fahrt. Der Windenmotor hat 40 PS bei 500 V. und 480 Umdrehungen je Minute, vorübergehend kann er mit 50 PS

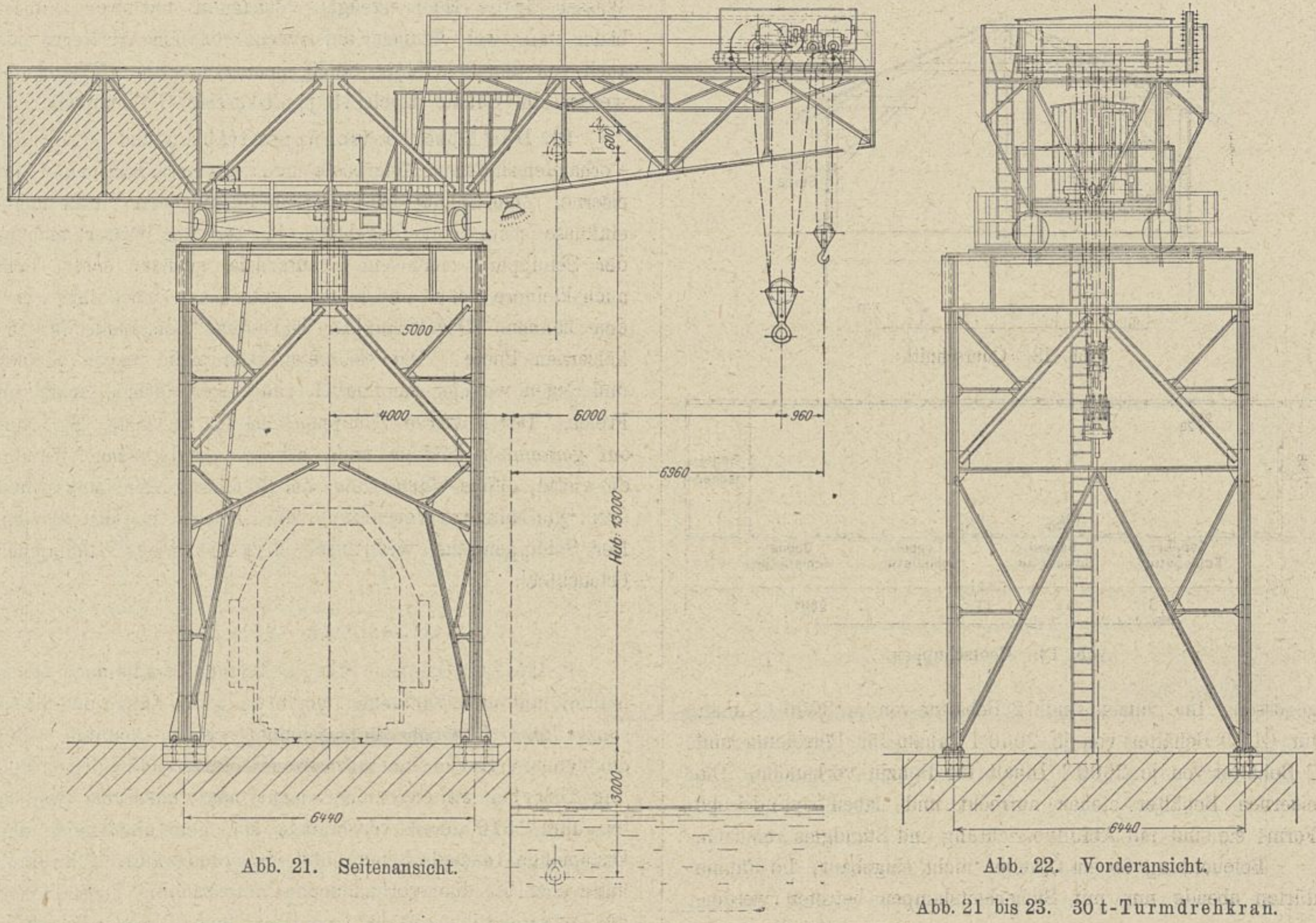


Abb. 21. Seitenansicht.

Abb. 22. Vorderansicht.

Abb. 21 bis 23. 30 t-Turmdrehkran.

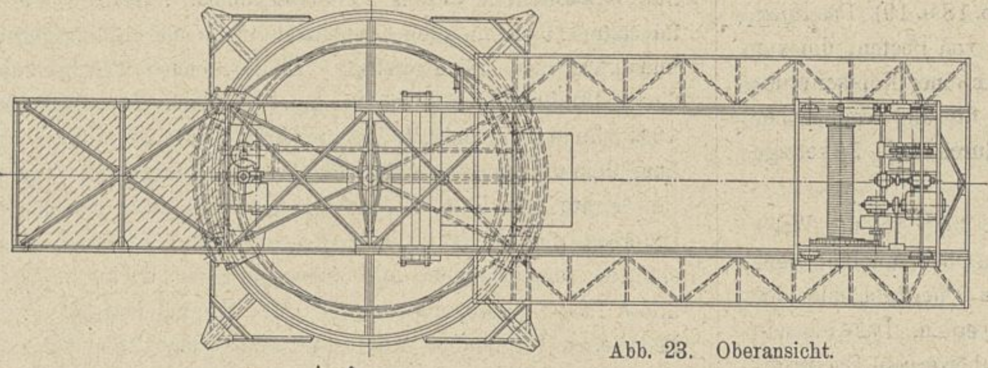


Abb. 23. Oberansicht.

belastet werden. Die Zugkraft in jedem Seil beträgt 8350 kg, so daß unter Berücksichtigung des Wirkungsgrades am Wagenkopf im ganzen eine Zugkraft von 75 t ausgeübt werden kann.

Zur Bedienung der Aufschleppe sind 10 Mann nötig, 1 Platzmeister, 1 Windewerkführer und 8 Arbeiter, die beim Herrichten des Hellings und beim Aufschleppen eines Gerätes etwa drei Stunden tätig sind. Zum Aufschleppen eines weit leichteren Gerätes auf dem alten Querhelling mit Handbetrieb waren etwa 40 Mann zwei Tage erforderlich. Die Baukosten des Hellings (Unterbau, Wagen, Windenhaus, Windewerk und Seile) haben im ganzen 86000 Mark betragen.

2. Der 30 t-Kran (Text-Abb. 24). Auf dem Gelände des alten Bauhofes stand ein 25 t-Handkran zur Verfügung, der bei 10 m Hubhöhe 4,2 m Ausladung über Kaikante hatte. Für die in den Jahren 1907—12 beschafften großen Baggergeräte reichte dieser Kran bei weitem nicht mehr aus, so daß häufig die Krane im Emder Außenhafen benutzt werden mußten, wodurch viel Zeit verloren ging und hohe Kosten entstanden.

Im Jahre 1914 wurde deshalb auf dem neuen Werftgelände an der Spitze der Zunge zwischen den beiden Liegehafen ein neuer elektrisch betriebener Turmdrehkran von 30 t größter Hublast und 6 m Ausladung über Kaikante bei 13 m Rollenhöhe über Wasser und 16 m Gesamthubhöhe erbaut. Der Kran ist in der Zeitschrift für Bauwesen 1916, S. 261 ff. und Bl. 33 im Atlas eingehend beschrieben. Hier sind deshalb nur die wichtigsten Angaben wiedergegeben (Text-Abb. 21 bis 23). Erbauerin des Kranes ist die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg in Nürnberg. Die Kosten für den Kran nebst Gründung, Zuführungskabel und Registrierwage haben insgesamt rund 45000 Mark betragen. Es sind zwei Hubwerke vorgesehen. Das Haupthubwerk hebt 30 t mit 0,0516 m/Sek. Geschwindigkeit, der Hubmotor hat 35 PS bei 500 V. und 960 Umdrehungen in der Minute. Das Hilfshubwerk ist für 7,5 t Hublast eingerichtet, die mit 0,092 m/Sek. gehoben wird, der zugehörige Motor leistet 21 PS bei 955 Umdrehungen. Zum Verfahren der Katze dient ein 4,4 PS-Motor, welcher bei 920 Umdrehungen je Minute der Katze 0,2 m/Sek. Fahrgeschwindigkeit erteilt. Das Auslegerdrehwerk besitzt einen 14 PS-Motor mit 950 Umdrehungen je Minute. Die Drehgeschwindigkeit beträgt 0,4 m/Sek. Der Strom für den Drehmotor wird von einem Schleifkontakt auf dem Drehzapfen entnommen; die Größe des Drehwinkels ist daher unbegrenzt.

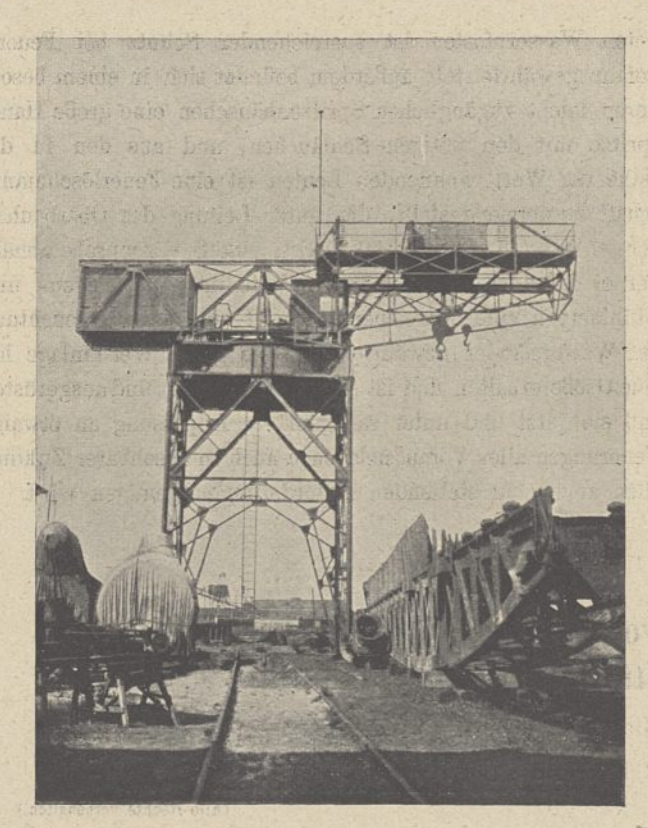


Abb. 24. 30 t-Turmdrehkran.

Als Hubmittel dienen Drahtseile von achtfacher Sicherheit. Das 30 t-Seil hat 21 mm Durchmesser und trägt die Last in 8 Strängen, das 7,5 t-Seil hängt in 4 Strängen und hat 15 mm Durchmesser. Der Führerstand des Kranes befindet sich in der Mitte des wagerechten Auslegers.

3. Die Kohlenlagerung. Die zum Betrieb der Geräte nötigen Kohlen werden der Werft aus dem Ruhrgebiet über den Dortmund-Ems-Kanal in Kähnen von 600 bis 700 t Fassungsvermögen zugeführt. An der Werft werden die Kohlen mit einem Temperleyverladekran auf das Lager geschafft. Das Kohlenlager (Abb. 5 und 6 Bl. 36) hat 25 × 40 m Grundfläche und faßt etwa 2500 bis 3000 t Kohlen. Der wöchentliche Kohlenbedarf beträgt bei angestrengtem Betriebe etwa 500 t. Ist also der Dortmund-Ems-Kanal während eines strengen Winters längere Zeit wegen des Eises unbefahrbar, so reicht das gefüllte Lager etwa 5 bis 6 Wochen für den vollen Betrieb aus. Der Betrieb kann aber bei länger anhaltendem Frost nur teilweise aufrechterhalten werden, deshalb reicht der Kohlenvorrat noch weit längere Zeit aus. Das Lager ist demnach selbst den stärksten Ansprüchen vollauf gewachsen. Bei vollem Betriebe muß also in der Woche mindestens ein Kohlenkahn angefahren und umgeschlagen werden. Die Leistung der Verladeeinrichtung entspricht dieser Menge. In der Stunde können etwa 20 t Kohlen auf Lager genommen werden; ein Kahn von 700 t Inhalt wird also in etwa 48 Arbeitsstunden oder bei täglich acht Arbeitsstunden in sechs Tagen geleert sein, so daß immer noch 700 — 500 $= 200$ t oder $\frac{200 \cdot 100}{500} = 40$ vH. des Wochenbedarfes in Vorrat bleiben.

Der Kohlenlagerplatz ist mit einer 2,6 m hohen Holzwand eingefaßt und mit Ziegelsteinen gepflastert.

Die Verladebrücke (Text-Abb. 25 und Abb. 1 bis 4 Bl. 36) läuft auf zwei im Abstande von 27 m in gleicher Höhe verlegten Schienen. Die vordere Stütze ist 12,5 m hoch, die hintere 13,2 m. Die feste Laufbahn der Katze ist 29 m lang und unter einem Winkel von 12° nach dem Wasser zu geneigt. Der 14,5 m lange bewegliche Ausleger bildet die Fortsetzung der festen Laufbahn; er kann so weit nach oben aufgeklappt werden, daß er nicht mehr über die Kaikante hinausragt. Die Laufkatze ist nach der Temperley-Bauart ausgebildet (vgl. Z. d. V. d. I. 1901, S. 1487); sie hat 1,5 t Tragfähigkeit, der Kübel faßt 0,8 t Kohle und wiegt 0,7 t. Der Windwerkmotor leistet bei 500 V. und 730 Umdrehungen in der Minute 34 PS und erteilt der Katze eine Fahrgeschwindigkeit von 90 m/Minute. Der Ausleger wird von demselben Windwerk bewegt. Das Verfahren der ganzen Brücke geschieht durch je eine Handwinde an den Stützen der Brücke. Die Winden sind durch Seil miteinander verbunden, wodurch gleichmäßige Bewegung gewährleistet ist. Die Brücke ist im Jahre 1911 von der Firma tom Möhlen und Seebeck in Geestemünde nach einem Entwurf des Maschinenbauamtes Emden gebaut und kostet einschließlich Windwerk, Steuerhaus, Gründung und Seil rund 20000 Mark. Zur Bedienung der Hubwinde ist nur ein Mann nötig. Zum Füllen der Kübel sind im Kohlenkahn sechs Mann tätig, das Entleeren auf dem Lager wird von einem Mann ausgeführt. In Benutzung sind gleichzeitig drei Kübel von je 0,7 t Inhalt, von denen zwei im Schiff gefüllt werden, während einer zum Löschen an der Verladebrücke hängt.

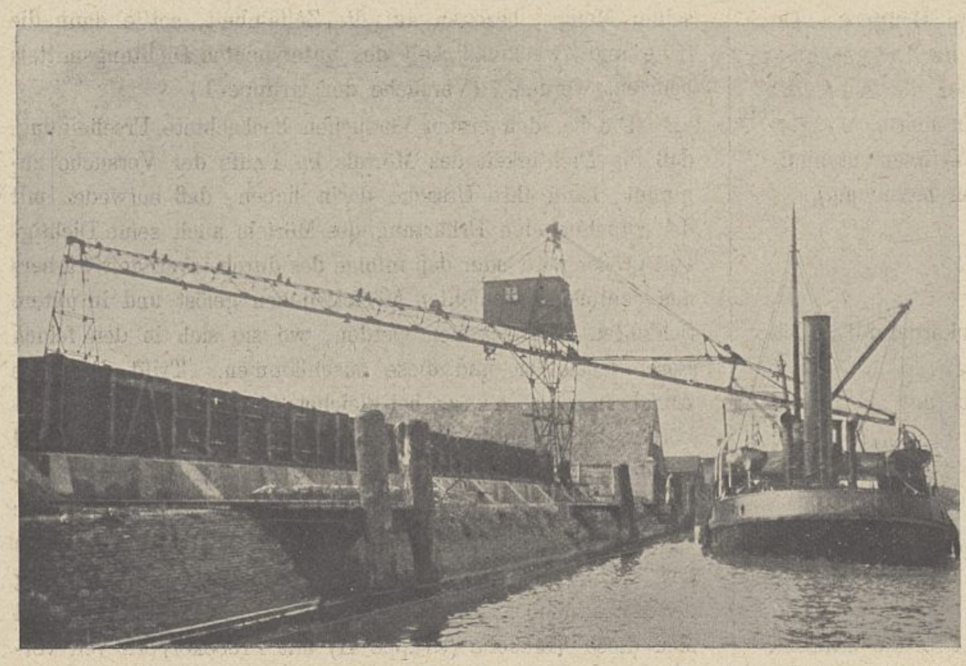


Abb. 25. Verladebrücke.

Kohlenlagerplatz und Brücke werden abends durch 12 Glühlampen von je 25 NK. beleuchtet.

4. Schlußbemerkungen. Die neue Staatswerft in Emden ist entsprechend den Erfahrungen und technischen Fortschritten der Neuzeit mit den neuesten Anlagen und Einrichtungen ausgerüstet. Zum Betriebe von Niethämmern und Stem-

mern, sowie von Kesselstein- und Rostklopfern ist eine Preßluftanlage vorgesehen. Einrichtungen zum autogenen Schweißen und Schneiden, sowie elektrische Schweißanlagen sind vorhanden. Ein ausgedehntes Gleisnetz ermöglicht die Bewegung schwerer Teile mittels Eisenbahnwagen oder fahrbarer Krane. Auch für die Wohlfahrt der Arbeiter ist ausreichend Sorge getragen. Am Eingang der Werft ist gegenüber dem Pförtnerhäuschen ein gedeckter Raum zum Unterstellen von Fahrrädern gebaut. In den einzelnen Werkstätten befinden sich geschlossene Wasch- und Eßräume für die Leute; außerdem ist im Werftbureaugebäude noch ein besonderes Bad (Wanne und Brausen) vorgesehen, dessen Benutzung den Arbeitern unentgeltlich gestattet ist. Durch ein ausgedehntes Wasserleitungsnetz mit entsprechend angeordneten Wasserpfosten ist ausreichender Schutz bei Feuersgefahr gewährleistet; außerdem befindet sich in einem besonderen leicht zugänglichen Spritzenhäuschen eine große Handspritze mit den nötigen Schläuchen, und aus den in der Nähe der Werft wohnenden Leuten ist eine Feuerlöschmannschaft zusammengestellt, die unter Leitung des Oberbauhofvorstehers steht und vierteljährlich eine Spritzenprobe abhält. Ferner ist durch zweckmäßige Verteilung von Bogen- und Glühlampen eine ausreichende Abend- und Nachtbeleuchtung des Werftgeländes gewährleistet. Die ganze Werftanlage hat eine Größe erhalten und ist so gut eingerichtet und ausgerüstet, daß sie jetzt und unter sachgemäßer Anpassung an etwaige Neuerungen aller Voraussicht nach auch in absehbarer Zukunft allen an sie zu stellenden Anforderungen genügen wird.

Versuche über Wasserundurchlässigkeit von Putzmörtel mit verschiedenen Dichtungsmitteln.

Vom Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Lange, Hemfurth (Waldeck).

(Mit zeichnerischen Darstellungen auf Blatt 37 u. 38 im Atlas.)

Die Abdichtung der wasserseitigen Mauerfläche erfolgt bei den deutschen Talsperren gewöhnlich durch eine 2 bis 2,5 cm starke Putzschicht. An diese Abdichtungsschicht ist hauptsächlich die Anforderung möglichst großer Wasserundurchlässigkeit zu stellen. Deshalb wird zur Erhöhung der Dichtigkeit entweder die Putzschicht mit einem wasserabhaltenden Anstrich versehen, oder dem Putzmörtel wird ein besonderer dichtender Zusatz beigemengt. Für den Anstrich oder den Zusatz kommen mehrere Dichtungsmittel in Betracht. Um ein Urteil über die Brauchbarkeit verschiedener Dichtungsmittel zu gewinnen, sind gelegentlich des Baues der Waldecker Talsperre beim Talsperrenbauamt in Hemfurth Versuche angestellt worden, die wegen ihres allgemeinen Wertes im folgenden kurz beschrieben werden sollen.

1. Gegenstand der Versuche.

Die Versuche sind eingeteilt in zwei Gruppen. Die Versuche der Gruppe I befassen sich mit der Untersuchung verschiedener Dichtungsmittel, die entweder als Anstrich auf dem Putz oder als Zusatz zum Putzmörtel zu verwenden sind. Für den Anstrich auf der Putzschicht sind

Siderosthen (Probekörper mit A-Platten bezeichnet),
Inertol („ „ B- „ „),
Nigrit („ „ C- „ „),

für den dichtenden Zusatz zum Mörtel

Wunnersche Bitumenemulsion (Probekörper mit D-Platten bezeichnet),
Wunnersches Zeresith (Probekörper mit E-Platten bezeichnet),
Elsässische Asphaltemulsion (Probekörper mit F-Platten bezeichnet),
Andernachsche Bitumenemulsion (Probekörper mit H-Platten bezeichnet)

untersucht worden.

Die Versuche der Gruppe II sollten über die während der Ausführung der ersten Versuche beobachtete Erscheinung, daß die Probekörper im Laufe der Versuche allmählich dichter wurden, Aufschluß geben. Eine Klärung dieser Erscheinung schien für die Beurteilung der Brauchbarkeit der Dichtungsmittel wichtig zu sein.

Die Versuche der Gruppe II wurden ferner dazu benutzt, die Frage zu lösen, ob ein Putzmörtel ohne besondere beigemischte oder aufgetragene Dichtungsmittel (R-Platten) im Laufe der Zeit eine für die Praxis ausreichende Dichtigkeit erhält.

2. Plan der Versuche.

Zur Prüfung der erwähnten Dichtungsmittel wurden Probekörper mit den zu untersuchenden Anstrichen oder Zusätzen hergestellt und einem einseitigen Wasserdruck von mehr als 5 Atm. ausgesetzt. Das an der Luftseite durchsickernde Wasser wurde aufgefangen und gemessen. Nach seiner Menge, bezogen auf die Zeiteinheit, sollte dann die Güte und Zweckmäßigkeit des untersuchten Dichtungsmittels beurteilt werden. (Versuche der Gruppe I.)

Die bei den ersten Versuchen beobachtete Erscheinung, daß die Dichtigkeit des Mörtels im Laufe der Versuche zunimmt, kann ihre Ursache darin haben, daß entweder mit der zunehmenden Erhärtung des Mörtels auch seine Dichtigkeit größer wird oder daß infolge des durchsickernden Wassers aus den oberen Schichten Mörtelteilchen gelöst und in untere Schichten mitgenommen werden, wo sie sich in den feinen Poren festsetzen und diese zuschlämmen. Trifft die erste Annahme zu, so müssen bei gleicher Zusammensetzung Probekörper von höherem Alter, deren Mörtel also entsprechend härter ist, von Anfang an dichter als jüngere Probekörper sein. Trifft die zweite Annahme zu, so müssen jüngere Probekörper sich schneller abdichten als ältere, weil bei jenen der Mörtel noch weicher ist und deshalb die Umlagerung der Mörtelteilchen schneller erfolgen kann. Dementsprechend sind diese Versuche (Gruppe II) mit Probekörpern von verschiedenem Alter zur Zeit der Einspannung ausgeführt worden.

Es genügte für diese Untersuchungen nur ein Dichtungsmittel anzuwenden. Gewählt wurde Wunnersche Bitumenemulsion. Außerdem wurden diese Versuche auch mit einigen Probekörpern angestellt, deren Putz keinen Anstrich oder Zusatz erhalten hatte. Hierdurch sollte gleichzeitig das Verhalten des Putzmörtels ohne besonderes Dichtungsmittel geprüft werden.

3. Herstellung der Probekörper.

Der Putzmörtel mit dem zu untersuchenden Dichtungsmittel wurde in einer Stärke von 2,5 cm auf eine 5 cm dicke durchlässige Betonplatte aufgetragen. Er hatte die gleiche Zusammensetzung wie der an der Waldecker Talsperre verwendete Putz und bestand aus 1 R.T. Kalk + 2,5 R.T. Traß + 3,37 R.T. Zement + 8,74 R.T. Sand. Die unter diesem Putz befindliche durchlässige Betonschicht hatte eine Zusammensetzung von 1 R.T. Zement + 0,8 R.T. Traß + 10 R.T. Sand. Die Probekörper wurden in Form kreisrunder Platten von 43 cm Durchmesser und einer Gesamtstärke von 2,5 + 5 = 7,5 cm hergestellt.

Die zur Prüfung der Anstriche dienenden A-, B- und C-Platten erhielten einen zweimaligen Anstrich. Der erste Anstrich wurde nach der vollständigen Trocknung des Mörtels aufgebracht und der zweite nach Trocknung des ersten Anstrichs.

Die Beimengung der Zusatzmittel zum Putzmörtel (D-, E-, F- und H-Platten) erfolgte entsprechend den von den Lieferanten der Zusatzmittel gegebenen Vorschriften. Vor dem Aufbringen der Putzschicht wurde die Oberfläche des durchlässigen Betons gut gereinigt und angenäßt. Die Oberfläche des Putzes wurde mit der Stahlkelle geglättet und einige Tage naß gehalten, um eine zu schnelle Entziehung der Feuchtigkeit und das Auftreten von Schwindungsrissen zu vermeiden.

Die Probekörper erhärteten an der Luft und lagen bis zur Prüfung im Keller, um sie vor Frost oder Sonnenbestrahlung zu schützen. Ihr Rand erhielt einen Anstrich mit Nigrit. 24 Stunden vor dem Einspannen in die Prüfungsvorrichtung wurden die Probekörper in Wasser gelegt, damit sie sich voll Wasser saugen konnten.

4. Apparat zur Prüfung von Mörtel auf Wasserdurchlässigkeit.

Zur Prüfung wurden die Probekörper in Apparate (Text-Abb. 1) gespannt und auf der oberen Seite einem Wasserdruck von 5,3 Atm. ausgesetzt. An dem Deckel a des Apparates befand sich ein Manometer, um den Wasserdruck über der Platte zu prüfen, ferner der Anschluß an die Wasserleitung (in der Abbildung nicht dargestellt), ein durch einen besonderen Deckel verschließbares Handloch und zwei Hähne, durch die Luft oder Wasser abgelassen werden konnte. Das Unterteil b, auf dem der Deckel lag, enthielt den zu untersuchenden Probekörper. Um diesen bei einem Druck von mehr als 5 Atm. nicht auf Biegung zu beanspruchen, wurde er durch eine durchlöcherte Eisenplatte c getragen, die auf einem nasenartigen Vorsprung an dem Unterteil des Apparates lag. Zur Erzielung einer guten Abdichtung zwischen der Platte und der Wandung des Apparates war die Gummidichtung d angeordnet. Das trotzdem noch zwischen dieser und der Platte hindurch tretende Wasser floß durch die

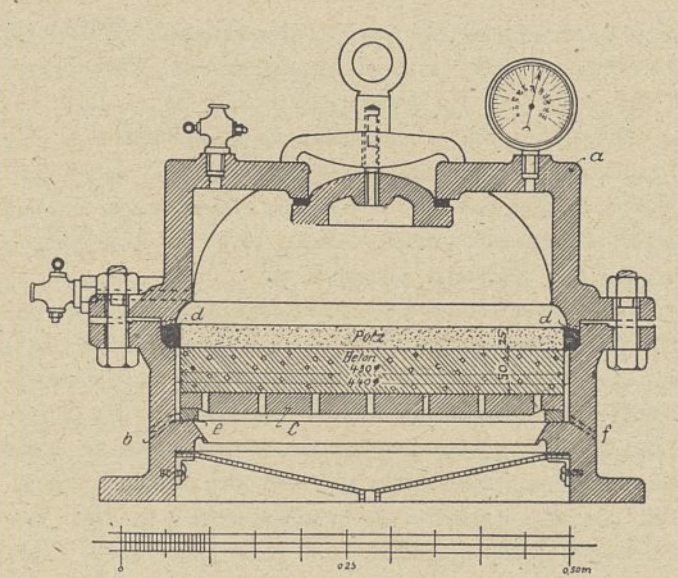


Abb. 1. Apparat zur Prüfung von Mörteln auf Wasserdichtigkeit.

Seitenöffnung f ab und konnte sich nicht mit dem durch die Platte gesickerten Wasser vereinigen. Dieses Sickerwasser wurde mittels eines an jedem Apparate angebrachten Trichters in ein Gefäß geleitet. Unter der eisernen Platte c befand sich noch ein zweiter Dichtungsring e. Die Apparate waren kreisrund und aus Gußeisen gefertigt. Ihre Herstellung und Lieferung erfolgte durch die Maschinenbau-Gesellschaft vorm. Beck u. Henkel, Cassel. Für die Versuche standen drei Apparate zur Verfügung.

5. Verlauf der Versuche und ihre Ergebnisse.

Sowohl Probekörper mit dem gleichen Dichtungsmittel, wie auch Probekörper mit verschiedenen Dichtungsmitteln verhielten sich während der Versuche oft sehr ungleichartig. Manche Probekörper, die sich im Laufe des Versuches schnell dichteten, konnten bald wieder aus dem Apparat genommen werden, während andere längere Zeit untersucht werden mußten. Die leeren Apparate wurden wegen Mangels an Zeit sofort wieder mit neuen Platten besetzt, so daß das Alter der zu untersuchenden Platten beim Einspannen oft sehr verschieden war.

Im Laufe der Versuche traten einige Mängel auf, die bei den dem Talsperrenbauamt zur Verfügung stehenden Mitteln und Einrichtungen teilweise nicht beseitigt werden konnten. Z. B. zeigte sich bei plötzlichen Wärmeänderungen im Versuchsraum, also an solchen Tagen im Winter, an denen geheizt wurde, eine starke Zunahme der durchsickernden Wassermenge. Vermutlich lag dies an der ungleichmäßigen Ausdehnung von Apparat und eingespannter Platte. Derartige Versuche werden also zweckmäßig in einem Raum mit unveränderter Luft und Wasserwärme ausgeführt.

Die Ergebnisse der Versuche sind auf Bl. 37 und 38 durch zeichnerische Darstellungen veranschaulicht. Als Höhen sind die durchgesickerten Wassermengen und als Längen die Anzahl der Versuchstage aufgetragen. Die Schaulinien geben den Durchlässigkeitsgrad der einzelnen Probekörper an, der ausgedrückt wird durch die in der Zeiteinheit durchgesickerte Wassermenge.

Bei sämtlichen Probekörpern hat die Durchlässigkeit im Laufe der Versuche abgenommen. Einige Platten sind sogar völlig dicht geworden; in diesem Falle gehen die Schaulinien

in die X-Achse über. Andere Probekörper lassen am Schlusse des Versuches eine annähernd unveränderte Wassermenge durchsickern, d. h. der Abdichtungsvorgang ist zur Ruhe gekommen, bevor volle Undurchlässigkeit eingetreten ist; die Schaulinien gehen in eine Gleichgerichtete zur X-Achse über. Endlich hat der Versuch bei mehreren Platten wegen Mangels an Zeit abgebrochen werden müssen, bevor der Abdichtungsvorgang zum Stillstand gekommen ist.

Die Ergebnisse der hinsichtlich der Brauchbarkeit der verschiedenen Dichtungsmittel angestellten Versuche (Gruppe I) sind auf Bl. 37 dargestellt. Als Zeiteinheit für die durchgesickerten Wassermengen ist ein Tag gewählt. Die Schaulinien für ein und dasselbe Dichtungsmittel weisen so große Schwankungen untereinander auf, daß man bei der geringen Zahl der mit demselben Dichtungsmittel angestellten Versuche eine allgemein gültige Linie nicht bilden kann. Noch viel weniger ist es möglich, auf Grund der vorliegenden Versuche zu einem abschließenden Urteil über die Zweckmäßigkeit der verschiedenen Dichtungsmittel zu kommen.

Wegen Mangels an Zeit und wegen der geringen Anzahl Apparate sind aber diese Versuche nicht weiter ausgedehnt worden, sondern es ist durch die letzten Untersuchungen (Versuche der Gruppe II) die Lösung der bereits oben angedeuteten Frage angestrebt worden, auf welche Ursachen die im Laufe der Versuche größer werdende Dichtigkeit der Probekörper zurückzuführen ist.

Versuche der Gruppe I.

Zunächst sollen die Ergebnisse der Versuche der Gruppe I näher behandelt werden, die in bezug auf die Zweckmäßigkeit der einzelnen Dichtungsmittel ausgeführt sind (vgl. Bl. 37).

Anstriche.

A. Siderosthen (Abb. 1 Bl. 37). Die Platte A_1 hat nur an zwei Tagen je 1 ccm Wasser durchgelassen, während die Platten A_2 und A_3 auch am Schluß des Versuches nicht völlig dicht geworden sind. Nach dem Herausnehmen aus dem Apparat hat A_2 zwei kreuzweis über die Platte verlaufende Risse aufgewiesen, die wahrscheinlich infolge zu festen Anziehens des Deckels entstanden sind. A_3 hat einen Haarriß gehabt; sonst hätte auch wohl diese Platte völlige Dichtigkeit erlangt.

B. Inertol (Abb. 2 Bl. 37). Die mit Inertol gestrichenen B-Platten haben ein ähnliches Verhalten wie die A-Platten gezeigt. B_2 ist bereits nach drei Tagen völlig dicht geworden. B_1 hat am Schluß des Versuches eine geringe, annähernd unveränderte Wassermenge durchgelassen, während bei B_3 der Abdichtungsvorgang offenbar noch nicht zur Ruhe gekommen ist; auch ist der Rand etwas beschädigt gewesen. Bei allen drei Platten hat der Anstrich nach dem Ausspannen zahlreiche kleine, voraussichtlich durch Blasenbildung hervorgerufene Lücken aufgewiesen.

C. Nigrit (Abb. 3 Bl. 37). Von den mit Nigrit gestrichenen C-Platten hat keine am Schlusse des Versuches völlige Dichtigkeit erreicht, trotzdem die durchgesickerte Wassermenge gering gewesen und bei C_2 am 14. Tage sogar bis auf 0 gesunken ist, worauf allerdings die Sickermenge wieder größer geworden ist. Bei C_1 ist der Anstrich am Rande etwas beschädigt gewesen.

Zusätze.

D. Wunnersche Bitumenemulsion (Abb. 5 Bl. 37). Von den D-Platten mögen hier zunächst nur die Ergebnisse der Platten D_1 bis D_4 behandelt werden. D_1 bis D_3 weisen zu Anfang des Versuches eine große Durchlässigkeit auf, die aber zuerst schnell und dann langsamer abgenommen hat. D_4 dagegen hat von Anfang an eine große Dichtigkeit gehabt, die nach 19 Tagen vollkommen geworden ist. Trotzdem D_3 und D_4 bei Beendigung des Versuches von tadelloser Beschaffenheit gewesen sind, ist ihre Dichtigkeit doch sehr ungleichartig. D_1 und D_2 weichen hinsichtlich der Durchlässigkeit wenig voneinander ab; sie haben beide beim Ausspannen einen Haarriß an der Oberfläche gehabt.

E. Wunnersches Zeresith (Abb. 4 Bl. 37). Die E-Platten zeigen ein ähnliches Verhalten wie die D-Platten. Jedoch fallen hier die Schwankungen bei der Durchlässigkeit einer Platte wie die zwischen den untersuchten auf. Ihr Zustand ist nach dem Ausspannen vollkommen gut gewesen. Besonders auffällig ist, daß bei der Platte E_2 erst am neunten Tage die Durchlässigkeit ihren Größtwert erreicht hat, während dies sonst zu Anfang der Versuche der Fall ist.

F. Elsässische Asphaltemulsion (Abb. 6 Bl. 37). Die Platten F_2 und F_3 haben von Anfang an völlige Dichtigkeit gehabt; ihre äußere Beschaffenheit ist nach dem Ausspannen gut gewesen. Die Platte F_1 hat zu Beginn des Versuches eine große Wassermenge durchsickern lassen, die aber schnell abgenommen hat. Ihr Rand ist, voraussichtlich durch zu starkes Anziehen des Deckels, beschädigt worden; die Entlastungslöcher des Apparates haben andauernd Wasser geführt. Bei einer längeren Ausdehnung des Versuches wäre wohl auch ein weiteres Abdichten eingetreten.

H. Andernachsche Bitumenemulsion (Abb. 7 Bl. 37). Die H-Platte ist bis zum Abbruch des Versuches nicht ganz dicht geworden; der Abdichtungsvorgang scheint noch nicht beendet zu sein. Die Platte ist nach dem Ausspannen in gutem Zustande gewesen. Ihr Verhalten ist ähnlich dem der anderen Probekörper.

Wenn diese Versuche und ihre Ergebnisse auch kein endgültiges Urteil zulassen, so wird man doch zu dem Schluß kommen, daß die Anstriche den Zusätzen zum mindesten nicht nachstehen, wenn auch die Versuche mit diesen, namentlich mit der Asphaltemulsion, zu einem günstigen Ergebnis geführt haben. Es kommen aber, wie weiter unten dargelegt ist, einige Umstände hinzu, die einen Putz mit Anstrich zur Abdichtung der Talsperren zweckmäßiger erscheinen lassen als einen Putz mit Zusatz.

Versuche der Gruppe II.

Für die Versuche der Gruppe II sind Probekörper von verschiedenem Alter zur Zeit der Einspannung verwendet worden und zwar:

1. Putzmörtel mit Wunnerscher Bitumenemulsion:
   Platten D_5 bis D_7 mit Erhärtungsdauer von 6 Wochen,
   „ D_8 „ D_{10} „ „ „ 3 Monaten,
   „ D_{11} „ D_{13} „ „ „ 6 „
   „ D_{14} „ D_{15} „ „ „ 14 „
2. Putzmörtel ohne besondere Dichtungsmittel:
   Platten R_1 bis R_3 mit Erhärtungsdauer von 6 Monaten,
   „ R_4 „ R_6 „ „ „ $13^1/_2$ „

Der Putzmörtel hat die gleiche Zusammensetzung wie derjenige der früher untersuchten Probekörper gehabt. Der über der Platte herrschende Wasserdruck hat ebenfalls wie früher im Mittel 5,3 Atm. betragen.

Die Versuche sind in allen drei Apparaten mit Probekörpern gleichen Alters zur selben Zeit angestellt worden. Sie sind abgebrochen worden, sobald der Abdichtungsvorgang beendet war, d. h. wenn entweder die in 24 Stunden durchgesickerte Wassermenge = 0 geworden oder unverändert geblieben ist. Mitunter sind auch die Versuche etwas länger ausgedehnt worden, als unbedingt nötig gewesen ist, wenn das Alter der nächsten zu untersuchenden Platten dies erlaubt hat.

Die Ergebnisse der Versuche der Gruppe II sind auf Bl. 38 zeichnerisch aufgetragen worden. Als Zeiteinheit sind hier fünf Versuchstage gewählt, und zwar sind immer die durchgesickerten Wassermengen von fünf zu fünf Tagen zusammengezählt und aufgetragen worden.

Von den 6 Wochen alten D-Platten (vgl. Abb. 1 Bl. 38) sind D_5 und D_6 nach 53 Tagen vollkommen dicht geworden, während D_7 am Schluß des Versuches vom 73. Tage ab noch 2 ccm/Tag durchgelassen hat.

Auch von den 3 Monate alten D-Platten (Abb. 2 Bl. 38) haben zwei völlige Dichtigkeit erlangt, und zwar D_8 nach 37 und D_9 nach 93 Tagen, während bei der Platte D_{10}, die einen Haarriß gehabt hat, bei Abbruch des Versuches die durchgesickerte Wassermenge noch 20 ccm in den letzten 24 Stunden betragen hat.

Die 6 Monate alten Platten D_{11}, D_{12} und D_{13} (Abb. 3 Bl. 38) weisen eine erheblich größere Durchlässigkeit auf. Auch ist eine völlige Dichtigkeit bei keiner Platte eingetreten, trotzdem der Versuch bedeutend länger ausgedehnt worden ist, als die Versuche mit den Platten D_5 bis D_{10}. Beim Ausspannen hat die Oberfläche von D_{11} und D_{12} stellenweise Beschädigungen gezeigt; D_{13} hat einen kurzen Haarriß gehabt.

Der Versuch mit den 14 Monate alten Platten D_{14} und D_{15} (Abb. 4 Bl. 38) hat nicht in einwandfreier Weise durchgeführt werden können. Beim Einspannen haben beide Platten geringe Abschürfungen an der Oberfläche gezeigt, die mit Nigrit überstrichen worden sind. Am fünften Tage nach Beginn ist der Versuch wegen Undichtigkeit und Ausbesserung eines Ventils an der Wasserleitung auf 30 Tage unterbrochen worden. Die durchgesickerte Wassermenge hat am fünften Tage bei der Platte D_{14} 5380 ccm und bei der Platte D_{15} 4210 ccm betragen. Während der 30tägigen Unterbrechung sind die Platten in den Apparaten geblieben; diese sind mit Wasser gefüllt gewesen, das aber nicht unter Druck gestanden hat. Innerhalb der ersten 24 Stunden nach der zweiten Unterdrucksetzung sind durch Platte D_{14} 1250 ccm und durch Platte D_{15} 880 ccm gesickert. Während der 30tägigen Unterbrechung scheint also eine weitere Abdichtung eingetreten zu sein. Am dritten Tage nach der zweiten Unterdrucksetzung sind von einem Arbeiter, der für kurze Zeit die Wasserleitung abgestellt hatte, die Platten so plötzlich wieder unter Druck gesetzt worden, daß D_{15} in der Mitte quer über der ganzen Oberfläche einen Riß erhalten hat. Dieser ist nach Öffnen des Apparates mit Nigrit überstrichen und die Platte wieder unter Druck gesetzt worden. Sie hat darauf am ersten Tage eine Wassermenge von 9770 ccm durchgelassen, die sich am zweiten Tage auf 14290 ccm erhöht hat. Dann hat ihre Durchlässigkeit abgenommen.

Beide Schaulinien weisen erhebliche Schwankungen auf, die auf unregelmäßigen Druck in den Apparaten und Wärmeänderungen — der Versuch ist vom Oktober bis März ausgeführt worden, wo der Versuchsraum zeitweise geheizt worden ist — zurückzuführen sind. Sie lassen nur einen unsicheren Schluß auf den Abdichtungsvorgang zu. Immerhin scheint es nach dem Verlauf der Schaulinie für die unversehrt gebliebene Platte D_{14}, wenn man die 30tägige Unterbrechung in Betracht zieht, als ob die Abdichtung langsamer vor sich gegangen ist als bei den jüngeren Platten. Auffallend ist, daß sich die Schaulinien im Laufe des Versuches öfter schneiden und daß am Schluß des Versuches bei D_{15} trotz des Risses die Sickermenge geringer gewesen ist als bei D_{14}. Dieser Umstand ist vielleicht auf ein Eindringen des den Riß bedeckenden Nigrits in den Mörtel zurückzuführen. Bei der unversehrt gebliebenen Platte D_{14} ist die am Schluß des Versuches durchgesickerte Wassermenge größer gewesen als bei den 6 Monate alten Platten, obgleich der Versuch erheblich länger ausgedehnt worden ist.

Die Platten, deren Putzmörtel kein besonderes Dichtungsmittel beigegeben ist, zeigen im allgemeinen das gleiche Verhalten wie die anderen Platten.

Die Schaulinien der 6 Monate alten Platten (Abb. 5 Bl. 38) haben sogar einen steileren Verlauf als die der gleichalterigen D-Platten. Zwar ist die anfängliche Durchlässigkeit größer, aber die Abdichtung ist schneller erfolgt und gründlicher geworden, so daß die am Schluß durchgesickerten Wassermengen geringer sind, trotzdem der Versuch nicht so lange gedauert hat.

Die durchgesickerten Wassermengen der $13^1/_2$ Monate alten R-Platten (Abb. 6 Bl. 38) sind zwar zu Anfang des Versuches geringer gewesen als die der 6 Monate alten, aber die Abdichtung ist langsamer vor sich gegangen und die Dichtigkeit ist nicht so groß geworden. Vor dem Einspannen der Platten in die Apparate sind bei R_4 und R_5 geringe Abschürfungen an der Oberfläche vorhanden gewesen, bei der Platte R_6 erheblichere. Sie sind teilweise mit Nigrit bedeckt worden.

Nach diesen Ergebnissen wird man zu dem Schluß kommen, daß die Dichtigkeit einer Platte um so schneller zunimmt und um so größer wird, je jünger sie zur Zeit ihrer Einspannung in den Apparat ist. Dies hat sich mit Ausnahme von Unregelmäßigkeiten, wie sie bei Mörtelprüfungen nicht zu vermeiden sind, bei fast allen Versuchen gezeigt. Man kann daraus den Schluß ziehen, daß das unter hohem Druck stehende Wasser beim Durchdringen des Mörtels Teilchen aus den oberen Schichten zu lösen und in untere mitzunehmen vermag, wodurch ein allmähliches Verstopfen der feinen Poren eintritt. Bei weicherem Mörtel kann eine solche Umlagerung naturgemäß leichter und gründlicher erfolgen als bei Mörtel, der seit längerer Zeit abgebunden hat und härter geworden ist. An der unteren Seite der Platten sind stets Aussinterungen wahrgenommen worden.

Um festzustellen, inwiefern eine Umlagerung der Mörtelteilchen in den Schichten eingetreten ist, sind vom Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde-West von einer D-Platte, die unter Druck gewesen ist und nach anfänglicher Durchlässig-

keit völlige Dichtigkeit erlangt hat (D_9), an den Stellen 1 und 2 (Text-Abb. 2) zur mikroskopischen Untersuchung Proben entnommen und Dünnschliffe hergestellt worden. In dem Zeugnis des Königl. Materialprüfungsamtes heißt es über die Untersuchung und ihr Ergebnis:

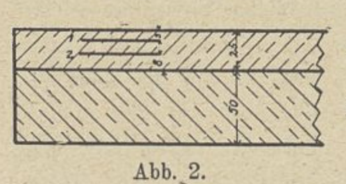


Abb. 2.

„Die Untersuchung erstreckte sich nur auf das den Sand sowie die nicht hinreichend zerkleinerten Klinker- und Traßkörnchen verkittende Bindemittel, weil nur dieses für das Dichtwerden der Platte in Frage kommen konnte.

Gröbere Unterschiede im Aussehen des Bindemittels, die einen Anhalt dafür hätten ergeben können, daß in der Schicht bei 1 (Text-Abb. 2) Teile ausgelaugt und in der Schicht bei 2 (Text-Abb. 2) wieder abgelagert worden waren, wie z. B. Kristallbildungen innerhalb des Bindemittels, konnten zwischen den beiden Schliffen 1 und 2 nicht nachgewiesen werden."

Hat die mikroskopische Untersuchung auch zu keiner Lösung geführt, so kann man doch nach den Ergebnissen der oben beschriebenen Versuche darauf schließen, daß infolge einer Umlagerung der Mörtelteilchen in den Schichten die Abdichtung hervorgerufen wird.

Wenn nach Beendigung der Versuche die Apparate geöffnet worden sind, hat sich stets eine dünne braune Schlammschicht auf der Oberfläche der Platte gezeigt. Auch diese wird zu dem Abdichten der Putzschicht beigetragen haben, wie aus der fortschreitenden Abdichtung während der 30tägigen Unterbrechung des Versuches bei den Platten D_{14} und D_{15} zu schließen ist. Wasser ist während dieser Zeit nicht durch die Platten gedrungen.

Schlußbemerkungen.

Auffallend an den Versuchsergebnissen der Gruppe II ist die Erscheinung, daß Probekörper ohne besondere Dichtungsmittel sich hinsichtlich der Wasserdurchlässigkeit ganz ähnlich den Probekörpern mit Dichtungsmittel verhalten haben. Sie bekommen eine praktisch vollkommen ausreichende Dichtigkeit. — Die dem Mörtel beigefügten Dichtungszusätze müssen in diesem ganz gleichmäßig verteilt sein. Dies wird sich bei dem ziemlich dickflüssigen Zusatz in der Praxis kaum erreichen lassen. Auch ist die gerade hier so nötige Bauaufsicht schwer durchzuführen, während die Ausführung eines Putzes mit Anstrich sich viel leichter überwachen läßt.

Durch die Beimengung von dichtenden Zusätzen zum Mörtel tritt, wie durch entsprechende Versuche festgestellt ist, eine erhebliche Verminderung der Festigkeit des Mörtels ein (vgl. „Mitteilungen aus dem Königl. Materialprüfungsamt", Berlin-Lichterfelde-West 1913, 2. Heft).*) Man wird aber von der Dichtungsschicht bei Talsperren neben einer möglichst großen Wasserundurchlässigkeit auch eine möglichst große Widerstandsfähigkeit verlangen. Aus diesem Grunde und deshalb, weil ein gewöhnlicher Mörtel auch ohne Zusatz im Laufe der Zeit die nötige Dichtigkeit erlangt, erscheint es überhaupt unzweckmäßig, dichtende Zusätze zu verwenden. Bei der Anwendung von Anstrichen tritt zwar auch eine Herabminderung der Widerstandsfähigkeit des Mörtels ein, sie ist aber nicht so groß wie bei Zusätzen; sie beträgt nur 3 bis 12 vH. gegenüber einem Mörtel ohne Anstrich oder Zusatz. Diese Verminderung der Festigkeit ist so gering, daß man ihretwegen nicht von einem Anstrich, der die Dichtigkeit zweifellos erhöht, Abstand nehmen würde.

Nach diesen Erwägungen wird man zu dem Schluß kommen, daß für die Dichtungsschicht bei Talsperren oder anderen entsprechenden Bauwerken ein guter Putzmörtel mit doppeltem Anstrich das geeignetste Mittel ist. Der oft angewandte doppelte Siderosthen-Anstrich hat sich in der Praxis wie bei den Mörteldichtigkeits- und Festigkeitsversuchen gut bewährt und bisher allen gestellten Anforderungen gewachsen gezeigt.

*) Die in den „Mitteilungen aus dem Königl. Materialprüfungsamt" angewandte Bezeichnung der einzelnen Dichtungsmittel ist eine andere als die vom Talsperrenbauamt bei den Dichtigkeitsversuchen gewählte.

Beitrag zur Berechnung kreisförmig gekrümmter Träger auf drei und mehr Stützen.

Vom Oberingenieur Dr.-Ing. Kaufmann in Hannover-Döhren.

Gekrümmte Träger sind neuerdings häufig ausgeführt worden; insbesondere gilt das für die Fahrbahnträger von Förderbahnen, die vielfach in Krümmungen geführt werden müssen. Bei Belastung derartiger Systeme durch senkrecht zur Trägerebene stehende Lasten treten außer den gewöhnlichen Biegungsmomenten noch Dreh-(Torsions-)Momente auf. Für die Ermittlung der Verdrehungsspannungen bei den hier in erster Linie in Betracht kommenden Walzträgern war jedoch bislang in der Praxis ein brauchbares Verfahren nicht bekannt, so daß bei der Berechnung gekrümmter Träger der Einfluß der Drehmomente im allgemeinen nur überschlägig ermittelt wurde.

Föppl hat nun neuerdings auch für Walzquerschnitte eine brauchbare Formel zur Berechnung der Verdrehungsbeanspruchung aufgestellt, über deren Anwendungsmöglichkeit weiter unten berichtet wird. — Bevor zur Behandlung des eigentlichen Themas übergegangen wird, soll nachstehend zur besseren Übersicht eine kurze Zusammenstellung der wichtigsten Gesetze gegeben werden, mit deren Hilfe sich die Schubspannungen und Verdrehungwinkel bestimmen lassen, sobald die äußeren Drehmomente bekannt sind.

Ist der betrachtete Trägerquerschnitt ein Kreis vom Halbmesser R mit dem Mittelpunkt O, und wirkt im Punkt A die Schubspannung τ senkrecht zu OB (Abb. 1), so ist, da die Schubspannungen bekanntlich geradlinig über den Querschnitt verteilt sind, die Spannung am Rande

$$\tau' = \frac{\tau \cdot R}{a}, \text{ wenn } AO = a \text{ gesetzt wird.}$$

Die Gleichgewichtsbedingung zwischen dem aus den äußeren Kräften entstehenden Drehmoment M_d und den inneren Kräften lautet:

$$M_d = \int \tau \cdot dF \cdot a = \frac{\tau'}{R} \int a^2 dF.$$

Hierbei ist $\int a^2 dF = J_p$ das polare Trägheitsmoment, und man erhält die bekannte Beziehung

(1) $$\tau' = \frac{M_d \cdot R}{J_p}.$$

Um den Verdrehungswinkel zweier benachbarten Querschnitte zu finden, sei das in Abb. 2 dargestellte Träger-

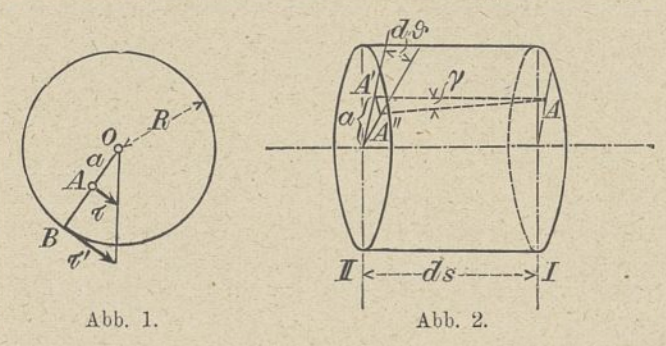


Abb. 1. Abb. 2.

differential betrachtet. Unter Einwirkung eines äußeren Torsionsmomentes verdreht sich der Querschnitt II gegen I um den Winkel $d\vartheta$, d. h. Punkt A' verschiebt sich um $a d\vartheta$ nach A''. Bezeichnet man den Winkel $A'AA''$ mit γ, so ist anderseits $A'A'' = \gamma \cdot ds$;

mithin wird $\gamma \cdot ds = a d\vartheta$ oder $d\vartheta = \frac{\gamma \cdot ds}{a}$.

Nach der Elastizitätslehre ist aber $\gamma = \frac{\tau}{G}$, wenn G den konstant angenommenen Gleitmodul bezeichnet, so daß sich ergibt

$$d\vartheta = \frac{\tau \cdot ds}{a \cdot G}.$$

Nun ist ferner $\tau = \frac{\tau' \cdot a}{R} = \frac{M_d \cdot a}{J_p}$,

so daß der Verdrehungswinkel durch folgenden Ausdruck gefunden wird:

(2) $$d\vartheta = \frac{M_d \cdot ds}{G J_p}.$$

Den Gleichungen (1) und (2) liegt die Bedingung zugrunde, daß die Querschnitte nach der Verdrehung eben bleiben, was beim Kreisquerschnitt auch der Fall ist. Bei allen anderen Querschnitten treten jedoch, wie zuerst von Saint-Venant nachgewiesen wurde, neben der Drehung um die Stabachse auch Verrückungen parallel derselben auf, die ihrerseits eine Funktion der Querschnittsform und der jeweiligen Lage der Querschnittselemente sind. Saint-Venant hat für eine ganze Reihe von Querschnittsformen die Verdrehungswinkel berechnet, mit deren Hilfe sich eine Ermittlung der Schubspannungen durchführen läßt. Jedoch darf die von ihm aufgestellte Gleichung für den Verdrehungswinkel

(3) $$d\vartheta = \frac{M_d \cdot \varkappa \cdot J_p}{G F^4} \cdot ds$$ [1],

worin $\varkappa = 40$ zu setzen ist, nicht als allgemein gültig angesehen werden, da sie bei den im Eisenbau fast durchweg verwendeten Walzprofilen zu falschen Ergebnissen führt.

1) Saint-Venant, Comptes rendus 1879, Band 88, S. 144.

2) Vgl. A. Föppl, Über den elastischen Verdrehungswinkel eines Stabes. Sitzungsberichte der Königl. Bayer. Akademie der Wissenschaften 1917.

Für nicht kreisförmige Querschnitte kann Gleichung (1) beibehalten werden, wenn man J_p durch J_d ersetzt und hierunter einen ganz bestimmten Wert versteht, welcher nur von der Querschnittgröße und Gestalt abhängig und von der gleichen Dimension wie J_p ist.

(4) $$d\vartheta = \frac{M_d}{G J_d} \cdot ds.$$

Zur Berechnung der Schubspannung τ aus den Drehmomenten bedienen wir uns der Gleichung

(5) $$\tau = \frac{M_d}{W_d},$$

worin W_d das Widerstandsmoment gegen Drehen bezeichnet. Sind also J_d und W_d bekannt, so lassen sich Verdrehungswinkel und Schubspannung berechnen.

Die Werte W_d für Kreis-, Kreisring- und Ellipsenquerschnitte, sowie für rechteckige, quadratische und andere häufiger vorkommende Querschnittformen sind in den Handbüchern angegeben (vgl. z. B. Hütte I, 20. Aufl., S. 471 ff.). Für Walzträger leitet Föppl[2]) folgende Formeln ab:

(6) $$J_d = \tfrac{1}{3} \cdot \Sigma d^3 l$$ und

(7) $$W_d = \frac{\Sigma d^3 l}{3 d_{\max}},$$

worin d und l die Schmal- bzw. Langseiten der Querschnittrechtecke und $d_{\max}$ die Schmalseite des dicksten Rechtecks bedeuten. Demnach erhält man als größte Schubspannung:

(8) $$\tau_{\max} = \frac{3 M_d \cdot d_{\max}}{\Sigma d^3 l},$$

und zwar tritt diese in der Mitte der Langseite desjenigen Rechtecks auf, dessen Dicke den größten Wert hat.

Sind also die Drehmomente bekannt, so lassen sich die Schubspannungen ermitteln, während die durch die Biegungsmomente erzeugten Normalspannungen σ mittels der für den geraden Stab unter Ausschluß von Längskräften geltenden Formel

$$\sigma = \frac{M_b}{W}$$

gefunden werden. Die größte Gesamtspannung ergibt sich in bekannter Weise durch Auflösung der Gleichung:

$$k = \frac{m-1}{2m} \cdot \sigma + \frac{m+1}{2m} \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2},$$

wobei für Metalle $m = \frac{10}{3}$ zu setzen ist.

I. Träger auf drei Stützen.

Die Systemlinie des in Abb. 3 dargestellten Trägers sei ein Kreisbogen vom Halbmesser r, seine Stützpunkte liegen in A, B und C, und zwar ist C fest, während bei A ein tangential verschiebliches und bei B ein in der Trägerebene allseitig verschiebliches Lager angeordnet ist.

A. Senkrechte Belastung.

Es sei der zu AC parallele Durchmesser DD' gezogen und durch C ein festes räumliches Koordinatensystem (x, y, z) gelegt, dessen Achsen die in Abb. 3 eingetragenen Richtungen besitzen. Dann bestehen zur Ermittlung der Lagerkräfte, die als positiv angenommen werden, wenn sie den in Abb. 3 angegebenen Pfeilsinn besitzen, bei Wirkung der Kraft P senkrecht zur Trägerebene, folgende Gleichungen:

$$A_z + B_z + C_z - P = 0$$

$$B_z \cdot g - P(y - c) = 0$$

$$A_z \cdot l + B_z \cdot l_2 - P\left(\frac{l}{2} + x\right) = 0.$$

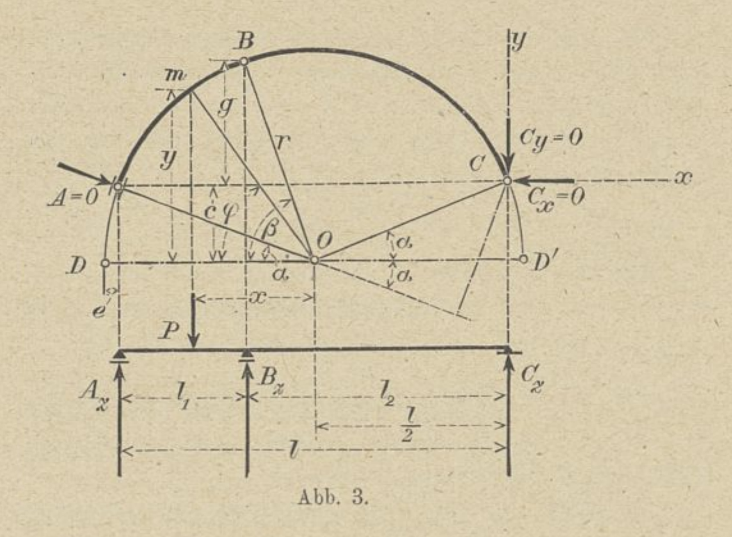


Abb. 3.

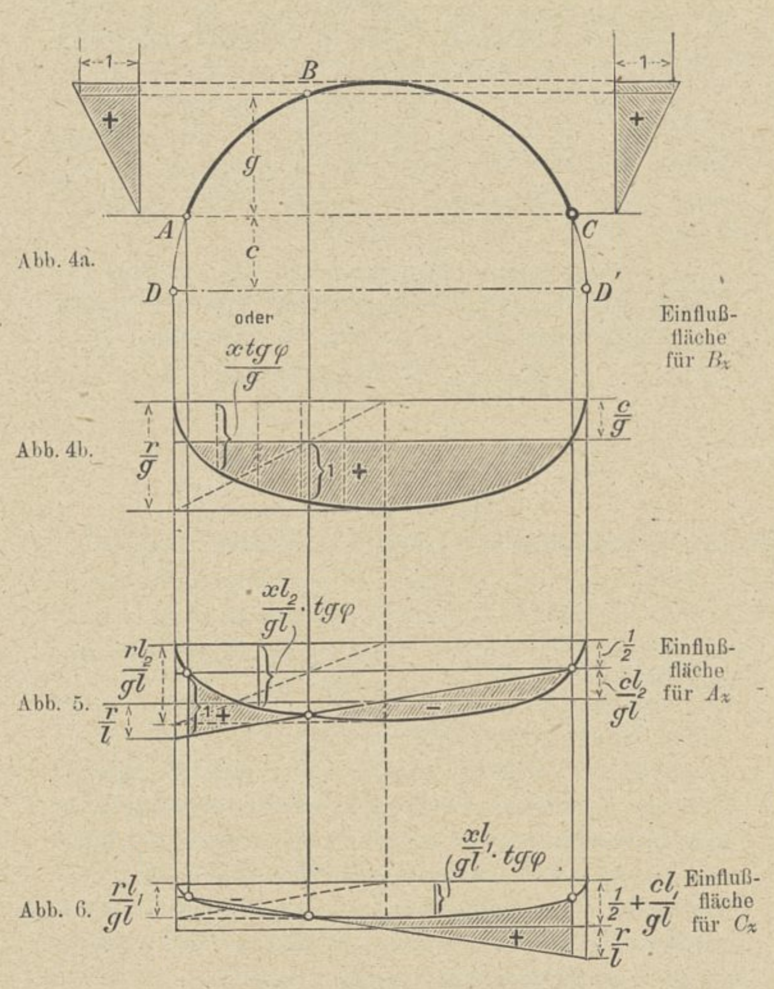
Somit ergeben sich folgende Stützendrücke:

$$B_z = \frac{P(y-c)}{g} = P\left(\frac{x\cdot \mathrm{tg}\,\varphi}{g} - \frac{c}{g}\right); \tag{9}$$

$$A_z = P\left(\frac{1}{2} + \frac{x}{l} + \frac{c l_2}{g l} - \frac{x l_2}{g l}\cdot \mathrm{tg}\,\varphi\right); \tag{10}$$

$$C_z = P\left(\frac{1}{2} - \frac{x}{l} + \frac{c l_1}{g l} - \frac{x l_1}{g l}\cdot \mathrm{tg}\,\varphi\right). \tag{11}$$

In den Abb. 4 bis 6 sind die Einflußflächen der Stützendrücke B_z, A_z, C_z aufgetragen; hierbei ist zu beachten, daß für $x = 0$ $x\,\mathrm{tg}\,\varphi = r$ gesetzt werden muß.



Beim Aufzeichnen der Einflußflächen bediene man sich der nachstehenden Tabelle, welche für verschiedene Werte von x die zugehörigen Größen y und $\mathrm{tg}\,\varphi$ angibt. (Abb. 4 zeigt zwei Lösungen für die Einflußfläche von B_z).

x	y	$\mathrm{tg}\,\varphi$
0,1 r	0,995 r	9,95
0,2 r	0,980 r	4,90
0,3 r	0,954 r	3,18
0,4 r	0,917 r	2,29
0,5 r	0,866 r	1,73
0,6 r	0,800 r	1,33
0,7 r	0,714 r	1,02
0,8 r	0,600 r	0,75
0,9 r	0,436 r	0,48

Es bezeichnen unter Berücksichtigung des durch den Querschnittschwerpunkt m gelegten Koordinatensystems (i, k)

M_d die Drehmomente in bezug auf die Tangente in m,
M_k die Momente „ „ „ „ k-Achse,
M_i „ „ „ „ „ „ i-Achse.

Die i-Achse fällt mit dem Krümmungsradius zusammen, während die k-Achse senkrecht zur Trägerebene steht.

Die entsprechenden Querkräfte Q_i und Q_k sollen vernachlässigt werden. Bei senkrechter Belastung ist $M_k = 0$. Liegt m zwischen den Lagern A und B (Abb. 7), so ist für $P = 1$ rechts von m

$$M_{im} = A_z \cdot b, \quad M_{dm} = A_z \cdot a,$$

und für $P = 1$ links von m

$$M_{im} = A_z \cdot b - 1 \cdot \eta, \quad M_{dm} = A_z \cdot a - 1 \cdot \xi,$$

wobei

$$\eta = r \cdot \sin(\varphi - \psi) = n \cdot \frac{x}{r} - m \cdot \frac{x}{r} \cdot \mathrm{tg}\,\psi \tag{12}$$

und

$$\xi = r\{1 - \cos(\varphi - \psi)\} = r - m\frac{x}{r} - n \cdot \frac{x}{r}\,\mathrm{tg}\,\psi. \tag{13}$$

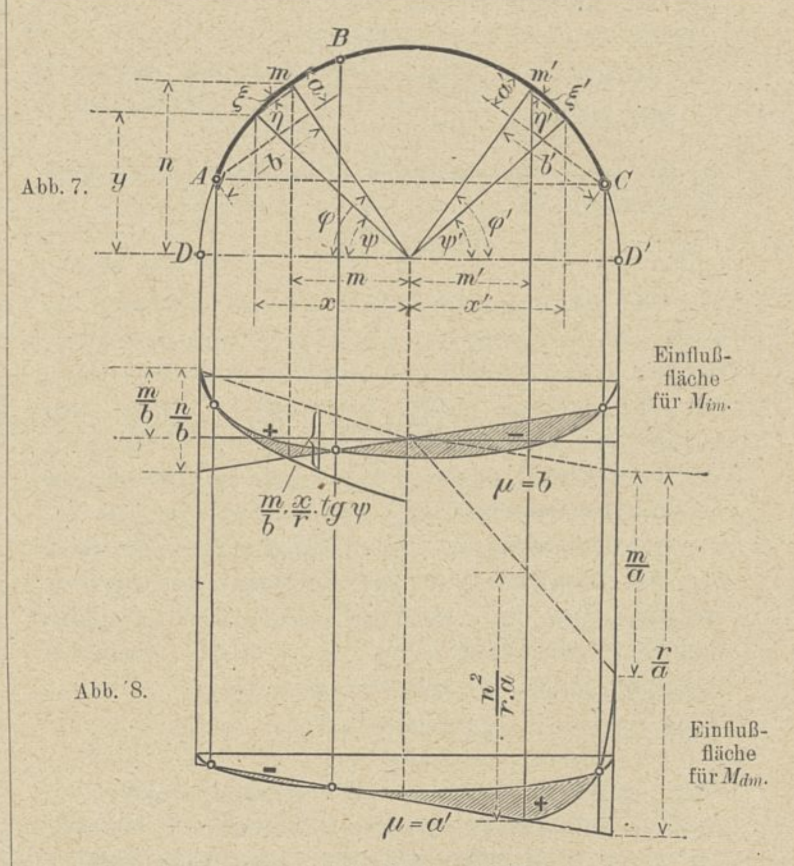


Abb. 7.

Abb. 8.

Die Einflußflächen für M_{im} und M_{dm} rechts von m lassen sich sofort aus der Fläche für den Stützendruck A_z ermitteln, indem man b bzw. a als Multiplikator einführt. Die Ordinaten für die Teile links von m sind mit Hilfe der

für η und ξ angegebenen Werte leicht zu bestimmen. Um für die ganze Einflußfläche den Multiplikator b bzw. a zu erhalten, müssen die Beiträge von η und ξ mit $\frac{1}{b}$ bzw. $\frac{1}{a}$ erweitert werden. Liegt m im Trägerteil BC, so verfährt man in ähnlicher Weise (Abb. 7 u. 8). Man ist also in der Lage, die Momente für jeden beliebigen Belastungsfall zu ermitteln. Die Spannungen σ und τ sind dann mit Rücksicht auf die obigen Ausführungen schnell gefunden.

B. Horizontale Belastung.

Der Träger sei wie in Abb. 9 belastet und durch Punkt C in der Trägerebene ein festes Koordinatensystem (x, y) gelegt.

Zur Bestimmung der Stützendrücke stehen folgende Gleichungen zur Verfügung:

$$P \cdot \cos\varepsilon - A \cdot \cos\alpha - C_x = 0,$$

$$P \cdot \sin\varepsilon - A \sin\alpha - C_y = 0,$$

$$-P\cos\varepsilon\, r(\sin\delta - \sin\alpha) + P \cdot \sin\varepsilon\, r(\cos\delta + \cos\alpha) - A r \sin 2\alpha = 0.$$

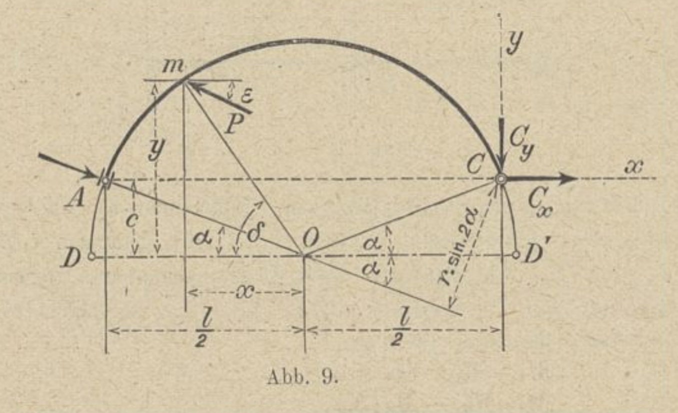


Abb. 9.

Durch Auflösung findet man:

$$(14)\quad A = P\left\{\sin(\varepsilon - \delta) + \sin(\varepsilon + \alpha)\right\}\frac{1}{\sin 2\alpha}.$$

$$(15)\quad C_x = P\left\{\cos\varepsilon - [\sin(\varepsilon - \delta) + \sin(\varepsilon + \alpha)]\frac{1}{2\sin\alpha}\right\}.$$

$$(16)\quad C_y = P\left\{\sin\varepsilon - [\sin(\varepsilon - \delta) + \sin(\varepsilon + \alpha)]\frac{1}{2\cos\alpha}\right\}.$$

Wirkt P radial, d. h. wird $\varepsilon = \delta$, so gehen diese Werte über in:

$$(17)\quad A = \frac{P}{2}\left(\frac{\sin\delta}{\sin\alpha} + \frac{\cos\delta}{\cos\alpha}\right) = \frac{P}{2}\left(\frac{1}{\sin\alpha}\cdot\frac{x}{r}\cdot \operatorname{tg}\varphi + \frac{1}{\cos\alpha}\cdot\frac{x}{r}\right),$$

$$(18)\quad C = -\frac{C_x}{\cos\alpha} = \frac{C_y}{\sin\alpha} = -\frac{P}{2}\left(\frac{1}{\cos\alpha}\cdot\frac{x}{r} - \frac{1}{\sin\alpha}\cdot\frac{x}{r}\cdot \operatorname{tg}\varphi\right),$$

wobei allgemein $\delta = \varphi$ gesetzt worden ist.

In Abb. 10 u. 11 sind die Einflußflächen für A und C dargestellt und zwar für den Fall $\delta = \varepsilon$.

Für $P = 1$ rechts von m ist unter Bezugnahme auf Abb. 12

$$M_{km} = -A \cdot b$$

und für $P = 1$ links von m.

$$M_{km} = -A \cdot b + 1 \cdot r \sin(\varphi - \psi)$$

$$= \left(-A + \frac{n}{b}\cdot\frac{x}{r} - \frac{m}{b}\cdot\frac{x}{r}\cdot \operatorname{tg}\psi\right) b.$$

Damit ist die Einflußlinie für das Moment leicht aufzutragen (Abb. 12). Rückt der Lagerpunkt A nahe an D heran, d. h. nähert sich der betrachtete Träger immer mehr dem Halbkreis, so verlegt man zweckmäßig das bewegliche Lager nach B und betrachtet BA als Kragarm, da die

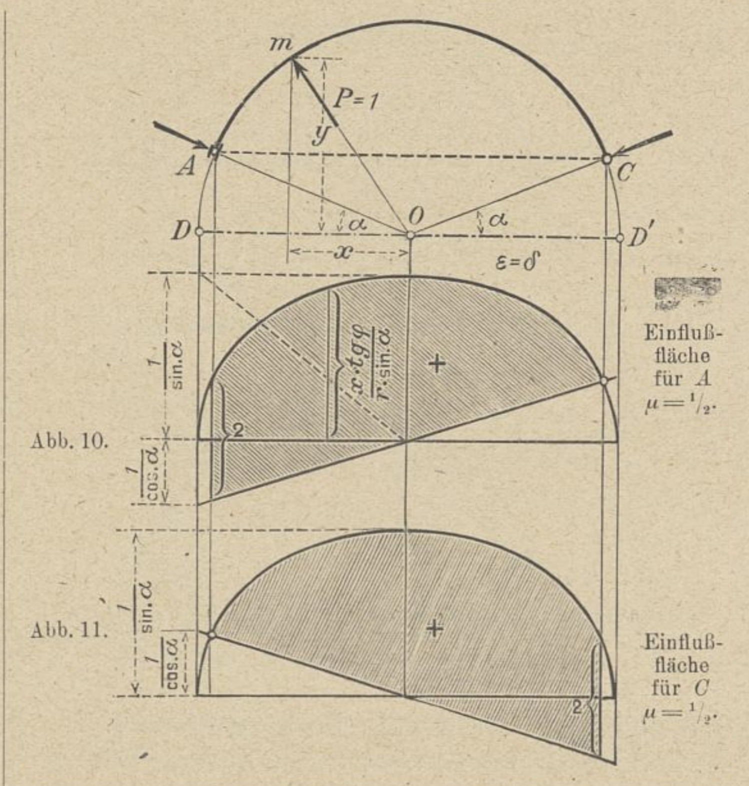


Abb. 10.

Abb. 11.

Stützendrücke A und C immer größere Werte annehmen, je kleiner α wird. Die Berechnung erfolgt dann in ähnlicher Weise.

C. Annahme gleichförmig verteilter Last.

Auf den in Abb. 13 dargestellten Träger ABC möge eine gleichmäßig verteilte Belastung von p kg/m senkrecht zur Trägerebene wirken. Mit den Bezeichnungen der Abb. 13 liefern die Gleichgewichtsbedingungen folgende Ausdrücke:

$$A_z + B_z + C_z - p\int_{\alpha}^{\pi-\alpha} ds = 0$$

$$B_z \cdot y - \int_{\alpha}^{\pi-\alpha} p\, ds(y - c) = 0$$

$$A_z \cdot l - p\frac{l}{2}\int_{\alpha}^{\pi-\alpha} ds + B_z \cdot l_2 = 0.$$

Es ist aber $y - c = r(\sin\varphi - \sin\alpha)$ und $ds = r \cdot d\varphi$.

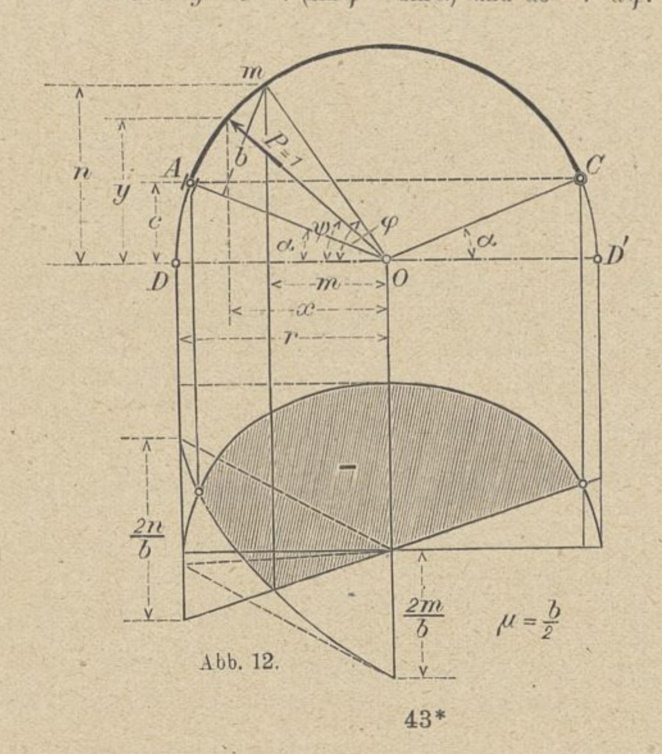


Abb. 12.

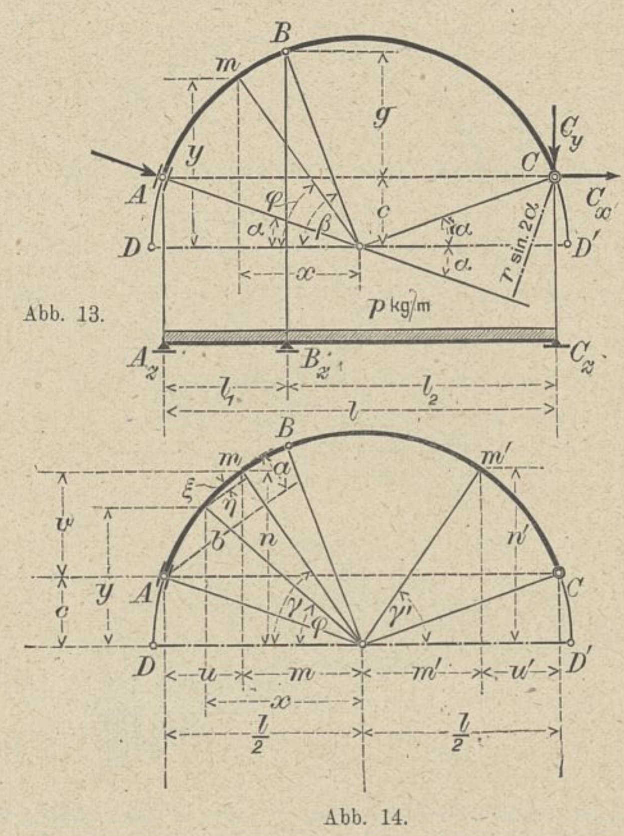


Abb. 13.

Abb. 14.

Damit wird

$$\int_{\alpha}^{\pi-\alpha} p(y-c)\,ds = r^2 p \int_{\alpha}^{\pi-\alpha}\left(\sin\varphi - \frac{c}{r}\right)d\varphi$$
$$= 2r^2 p\cos\alpha - prc(\pi - 2\alpha)$$

und man findet mit $\cos\alpha = \frac{l}{2r}$ die Gleichungen für die Stützendrücke:

(19) $$B_z = \frac{pr}{g}\{l - c(\pi - 2\alpha)\},$$

(20) $$A_z = \frac{pr}{2}(\pi - 2\alpha) - \frac{prl_2}{gl}\{l - c(\pi - 2\alpha)\},$$

(21) $$C_z = \frac{pr}{2}(\pi - 2\alpha) - \frac{prl_1}{gl}\{l - c(\pi - 2\alpha)\}.$$

Liegt m zwischen A und B (Abb. 14), so ist

$$M_{im} = A_z \cdot b - \int_{\alpha}^{\gamma} p\,ds \cdot \eta,$$

wobei $\eta = r\sin(\gamma - \varphi)$

$$M_{im} = A \cdot b - r^2 p \int_{\alpha}^{\gamma} \sin(\gamma - \varphi)\,d\varphi$$
$$= A_z \cdot b - r^2 p \int_{\alpha}^{\gamma}\left(\cos\varphi \frac{n}{r} - \sin\varphi \frac{m}{r}\right)d\varphi$$
$$= A_z \cdot b - p(n \cdot v - m \cdot u),$$

worin $b = r \cdot \sin(\gamma - \alpha)$.

In gleicher Weise findet man für das Drehmoment:

$$M_{dm} = A_z \cdot a - \int_{\alpha}^{\gamma} p\,ds \cdot \xi,$$

wobei $\xi = r\{1 - \cos(\gamma - \varphi)\}$

$$M_{dm} = A_z \cdot a - pr^2 \int_{\alpha}^{\gamma}\{1 - \cos(\gamma - \varphi)\}\,d\varphi$$
$$= A_z \cdot a - pr^2(\gamma - \alpha)$$
$$+ pr^2 \int_{\alpha}^{\gamma}\left(\cos\varphi \frac{m}{r} + \sin\varphi \frac{n}{r}\right)d\varphi$$
$$= A_z \cdot a - pr^2(\gamma - \alpha) + p(mv + nu),$$

worin $a = r\{1 - \cos(\gamma - \alpha)\}$.

Liegt m zwischen B und C, so ergeben sich ganz ähnliche Werte.

Wird $\alpha = 0$ und $\beta = 90^0$, so geht das betrachtete System in einen Halbkreisträger mit gleichen Stützweiten über. Die vorstehend entwickelten Gleichungen nehmen dann entsprechend einfache Formen an.

II. Träger auf vier und fünf Stützen.

Soll der in Abb. 15 dargestellte Träger berechnet werden, welcher unter dem Einfluß senkrechter Lasten stehen möge, so entferne man zunächst die Stütze D und führe X_d

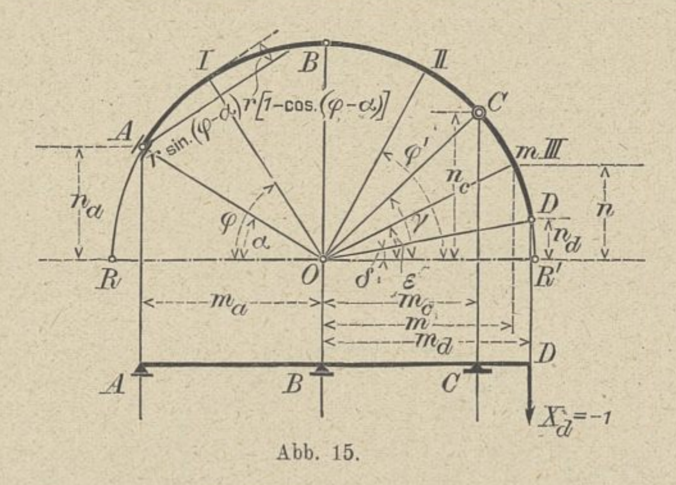


Abb. 15.

als statisch unbestimmte Größe ein. Bezeichnen am statisch bestimmten Hauptsystem (Träger ABC mit Kragarm CD) M_{i_0} und M_{d_0} die Biegungs- bzw. Drehungsmomente, ferner M_{id} und M_{dd} die Momente infolge $X_d = -1$, so haben die wirklichen Momente die Form:

(1) $$M_i = M_{i_0} - M_{id} \cdot X_d$$

(2) $$M_d = M_{d_0} - M_{dd} \cdot X_d.$$

Zwei unendlich nahe Querschnitteilchen des Trägers drehen sich infolge der äußeren Belastung um die Winkel

$$d\omega = \frac{M_i}{EJ} \cdot ds \quad \text{bzw.} \quad d\vartheta = \frac{M_d}{GJ_d} \cdot ds.$$

Setzt man nun voraus, daß eine Nachgiebigkeit der Stützpunkte nicht vorhanden ist, so lautet die Arbeitsbedingung für den Zustand $X_d = -1$:

$$0 = \int M_{id} \cdot d\omega + \int M_{dd} \cdot d\vartheta$$
$$= \frac{1}{EJ}\int M_{id} \cdot M_i \cdot ds + \frac{1}{GJ_d}\int M_{dd} \cdot M_d \cdot ds.$$

Werden für M_i und M_d die Werte der Gleichungen (1) und (2) eingesetzt, so geht dieser Ausdruck über in

$$0 = \frac{1}{EJ}\left\{\int M_{id} \cdot M_{i_0}\,ds - X_d \int M_{id}^2\,ds\right\}$$
$$+ \frac{1}{GJ_d}\left\{\int M_{dd} \cdot M_{d_0}\,ds + - X_d \int M_{dd}^2\,ds\right\}.$$

Daraus findet man:

(3) $$X_d = \frac{\frac{1}{EJ}\int M_{id} \cdot M_{i_0}\,ds + \frac{1}{GJ_d}\int M_{dd} \cdot M_{d_0}\,ds}{\frac{1}{EJ}\int M_{id}^2\,ds + \frac{1}{GJ_d}\int M_{dd}^2\,ds}.$$

Für den Belastungezustand $X_d = 0$ und den Verschiebungszustand $X_d = -1$ liefert die Arbeitsgleichung:

(4) $$\Sigma P_m \delta_{md} = \int M_{i_0} \cdot \frac{M_{id}\,ds}{EJ} + \int M_{d_0} \cdot \frac{M_{dd} \cdot ds}{GJ_d}$$

und endlich für den Belastungszustand $X_d = -1$ und den Verschiebungszustand $X_d = -1$

(5) $$1 \cdot \delta_{dd} = \int M_{id}^2 \cdot \frac{ds}{EJ} + \int M_{dd}^2 \frac{ds}{GJ_d}.$$

Mit Berücksichtigung von (3), (4) und (5) ist also

(6) $$X_d = \frac{\Sigma P_m \cdot \delta_{md}}{\delta_{dd}}.$$

Die Berechnung der Werte M_{i_0}, M_{i_d}, M_{d_0}, M_{d_d} kann mit Hilfe der für den Träger auf drei Stützen entwickelten Formeln erfolgen, so daß die Verschiebungsgrößen und damit der Stützendruck X_d bekannt sind. Wandern über den Träger bewegliche Einzellasten, so ist es zweckmäßig, die Einflußfläche für X_d zu zeichnen. Zu diesem Zweck stellt man in verschiedenen Trägerpunkten die Last $P=1$ auf und berechnet nach (4) den Wert

(7) $$\delta_{md} = \frac{1}{EJ}\int M_{i_0} \cdot M_{i_d} \cdot ds + \frac{1}{GJ_d} \cdot \int M_{d_0} \cdot M_{d_d} \cdot ds.$$

Handelt es sich zum Beispiel um den in Abb. 15 dargestellten Träger, und steht die Last $P_m = 1$ im Feld CD, so nehmen M_{i_0}, M_{id}, M_{d_0} und M_{dd} folgende Werte an:

I. Abschnitt:

$$M_{id} = A_d \cdot r \sin(\varphi - \alpha); \quad M_{dd} = A_d \cdot r \{1 - \cos(\varphi - \alpha)\};$$
$$M_{i_0} = A_0 \cdot r \sin(\varphi - \alpha); \quad M_{d_0} = A_0 \cdot r \{1 - \cos(\varphi - \alpha)\};$$

II. Abschnitt:

$$M_{id} = -r \sin(\varphi' - \delta) + C_d \cdot r \sin(\varphi' - \gamma);$$
$$M_{i_0} = -r \sin(\varphi' - \varepsilon) + C_0 \cdot r \sin(\varphi' - \gamma);$$
$$M_{dd} = -r\{1 - \cos(\varphi' - \delta)\} + C_d \cdot r \{1 - \cos(\varphi' - \gamma)\};$$
$$M_{do} = -r\{1 - \cos(\varphi' - \varepsilon)\} + C_0 \cdot r \{1 - \cos(\varphi' - \gamma)\};$$

III. Abschnitt:

$$M_{id} = -r \sin(\varphi' - \delta); \quad M_{dd} = -r\{1 - \cos(\varphi' - \delta)\};$$
$$M_{i_0} = -r \sin(\varphi' - \varepsilon); \quad M_{d_0} = -r\{1 - \cos(\varphi' - \varepsilon)\}.$$

Dabei bedeuten A_d, C_d und A_0, C_0 die Stützendrücke am statisch bestimmten Hauptsystem infolge $X_d = -1$ bzw. $P_m = 1$.

In Abb. 15 ist der Durchmesser ROR' senkrecht zu BO gezogen, die Radien AO und CO bilden dann mit RR' die Winkel α und γ. Diese Anordnung wurde gewählt, um auf diese Weise die Integrationen in Gleichung (7) möglichst einfach zu gestalten, da die Integrale zwischen den Grenzen α und $\frac{\pi}{2}$ bzw. γ und $\frac{\pi}{2}$ usw. zu nehmen sind.

Setzt man die vorstehend angeschriebenen Werte in Gl. (7) ein, so findet man nach Ausführung der Integration den Verschiebungswert δ_{md} (für m zwischen C und D, bei anderer Lage analog). Ganz ähnlich läßt sich nach Gl. (5) δ_{dd} bestimmen. Die in den Ausdrücken für δ_{md} und δ_{dd} auftretenden Größen A_0, C_0, A_d und C_d können den Einflußflächen für die Lagerdrücke A und C des statisch bestimmten Trägers entnommen werden (vgl. Abb. 5 u. 6). Ganz allgemein haben die Verschiebungswerte folgende Form:

(8) $$\delta_{md} = \frac{r}{EJ} \cdot \varrho + \frac{r}{GJ_d} \cdot \tau,$$

(9) $$\delta_{dd} = \frac{r}{EJ} \cdot \vartheta + \frac{r}{GJ_d} \cdot \zeta,$$

wobei ϑ und ζ unveränderlich, ϱ und τ dagegen veränderlich sind. Diese Werte können mit Hilfe der Stützendrücke A_0, C_0, A_d, C_d, sowie der Koordinaten der Lastangriffspunkte berechnet werden.

Der Einfluß einer Einzellast $P=1$ ist nach Gl. (6) bestimmt durch

(10) $$X_d = \frac{\frac{\varrho}{EJ} + \frac{\tau}{GJ_d}}{\frac{\vartheta}{EJ} + \frac{\zeta}{GJ_d}}.$$

Bekanntlich ist aber $G = \frac{m}{2(m+1)} \cdot E$ und für Metalle $m = \frac{10}{3}$. Somit wird

(11) $$G = 0{,}385\ E.$$

Erweitert man Gl. (10) mit EJ und setzt für G den Wert der Gl. (11) ein, so geht (10) über in

(12) $$X_d = \frac{\varrho + \frac{J}{J_d} \cdot \frac{\tau}{0{,}385}}{\vartheta + \frac{J}{J_d} \cdot \frac{\zeta}{0{,}385}}.$$

Da nun aber ϑ und ζ konstant sind, so setze man

(13) $$\xi = \vartheta + \frac{J}{0{,}385\, J_d} \cdot \zeta.$$

Wird dieser Wert in (12) eingeführt, so findet man die Einflußordinate des zu untersuchenden Trägers auf vier Stützen

(14) $$\eta_m = \frac{\varrho + \frac{J}{0{,}385\, J_d} \cdot \tau}{\xi}.$$

Für kreisförmige Querschnitte ist $J_d = J_p$, für die meisten anderen der Saint-Venantsche Wert $J_d = \frac{F^4}{x J_p}$ (soweit diese Gleichung nach der strengen Rechnung gültig ist) zu setzen, während man sich bei Walzträgerquerschnitten der von Föppl angegebenen Gleichung bediene.

(15) $$J_d = \frac{1}{3} \Sigma d^3 l,$$

wobei d und l die bereits weiter oben angegebenen Größen darstellen. Liegt das in Abb. 16 dargestellte zweifach statisch unbestimmte Trägersystem vor, so führe man die Stützendrücke D und E als statisch unbestimmte Größen X_d und X_e ein. Dann wird der Einfluß einer Einzellast $P=1$ angegeben durch die Gleichungen:

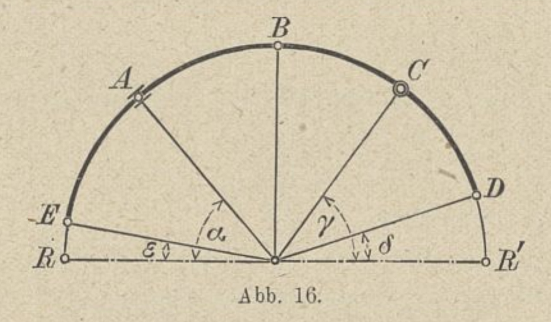


Abb. 16.

$$0 = \delta_{md} - X_d \cdot \delta_{dd} - X_d \cdot \delta_{de}$$
$$0 = \delta_{me} - X_d \cdot \delta_{de} - X_e \cdot \delta_{ee},$$

woraus man durch einfache Auflösung findet:

(16) $$X_d = \frac{\delta_{md} \cdot \delta_{ee} - \delta_{me} \cdot \delta_{de}}{\delta_{dd} \cdot \delta_{ee} - \delta_{de}^2}.$$

(17) $$X_e = \frac{\delta_{me} \cdot \delta_{dd} - \delta_{md} \cdot \delta_{ed}}{\delta_{dd} \cdot \delta_{ee} - \delta_{de}^2}.$$

Die dabei auftretenden Verschiebungswerte können ebenfalls in der oben angeführten Weise gefunden werden.

Für die Praxis kommen in erster Linie Walzträger in Frage. Ihre Berechnung ist also auch bei statisch unbestimmter Lagerung möglich. Die umfangreichen Zahlenrechnungen, welche zur Ermittlung der Einflußflächen erforderlich sind, und die Tatsache, daß der Wert des J_d doch immerhin nur näherungsweise wichtig ist, lassen es jedoch ratsam erscheinen, derartige Tragsysteme statisch bestimmt zu lagern, um so eine einwandfreie Berechnung der Momente zu ermöglichen.

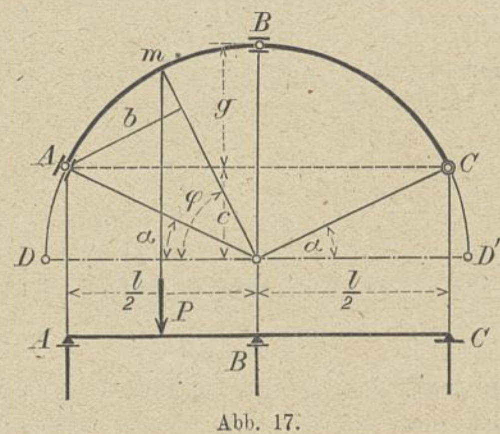


Abb. 17.

Beispiel.

Es soll der in Abb. 17 dargestellte gekrümmte Träger für eine Elektrohängebahn von 3000 kg Tragkraft (einschließlich Katzengewicht) berechnet werden. Der Träger sei in den Punkten A, B und C gestützt. Bei C ist ein festes Lager angeordnet, während die übrigen tangentiale Beweglichkeit besitzen. Es ist:

$$r = 5{,}0 \text{ m}; \quad l_1 = l_2 = 4{,}5 \text{ m}; \quad c = 2{,}18 \text{ m};$$
$$g = r - c = 2{,}82 \text{ m}; \quad l = 9{,}0 \text{ m}.$$
$$\alpha = 25^0\,50'\,31''; \quad \cos\alpha = 0{,}9; \quad \sin\alpha = 0{,}436.$$

A. Senkrechte Belastung.

Nach Seite 671 Gleichung (10) ist der Stützendruck A_x bei Belastung des Trägers mit $P = 1$ allgemein:

$$A_x = \tfrac{1}{2} + \frac{x}{l} + \frac{l_2}{gl}(c - y).$$

Demnach ist das Biegungsmoment des Lastangriffspunktes bestimmt durch die Gleichung:

$$M_{im} = A_x \cdot r \cdot \sin(\varphi - \alpha)$$

und das Drehmoment:

$$M_{dm} = A_x \cdot r\left\{1 - \cos(\varphi - \alpha)\right\}.$$

Läßt man die Last über den Träger von A bis B wandern, so erhält man für die einzelnen Trägerpunkte die in Abb. 18 u. 19 dargestellten Momente.

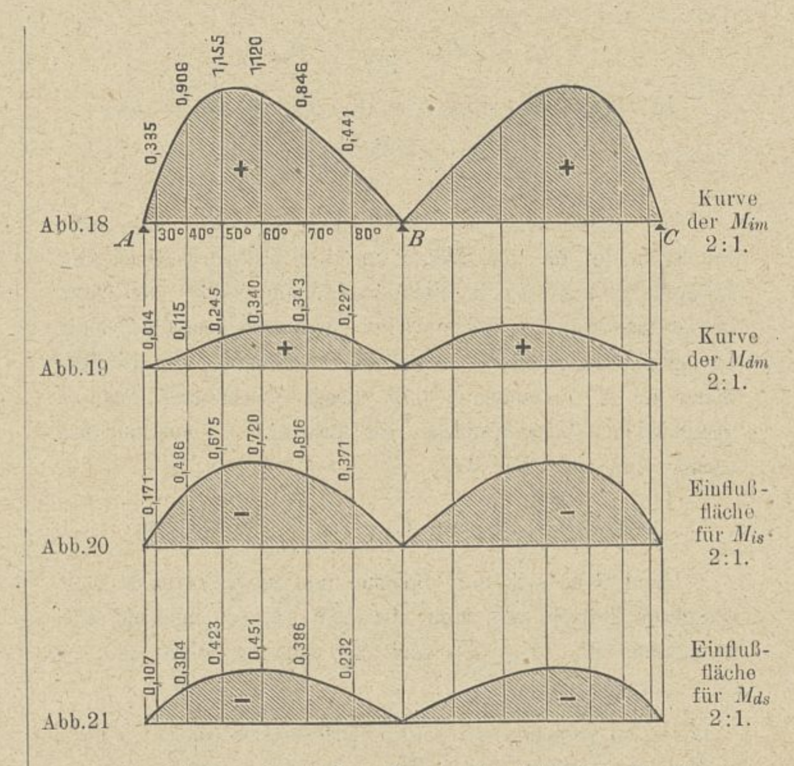
Die Stützmomente bestimmen sich für Trägerstellungen rechts von B aus den Gleichungen:

$$M_{is} = A_x \cdot \frac{l}{2} \quad \text{und} \quad M_{ds} = A_x \cdot g.$$

Setzt man für A_x die entsprechenden Werte ein, so liefern die beiden Gleichungen die Ordinaten für die Einflußflächen der Stützmomente (s. Abb. 20 u. 21).

B. Horizontale Belastung.

Es soll bei der Berechnung des Trägers eine Horizontalkraft von 300 kg berücksichtigt werden, die in dem jeweiligen Angriffspunkt der Laufkatze wirkt (vgl. Abb. 22).



Der Stützendruck bei B sei als statisch unbestimmte Größe X_b eingeführt, dessen Berechnung mit Hilfe nachstehender Gleichung erfolgt:

$$X_b = \frac{\int M_0 M_b ds}{\int M_b^2 ds}.$$

Da für den Fall gleicher Stützweiten $A_b = C_b$ wird, so erhält man:

$$\int M_b^2 ds = 2\int_\alpha^{\pi/2} A_b^2 \cdot r^2 \sin^2(\varphi - \alpha)\, r\, d\varphi$$

$$= 2 A_b^2 r^3 \left\{(\pi + \sin 2\alpha - 2\alpha)\frac{\cos^2\alpha}{4} - \sin\alpha\cos^3\alpha + (\pi - \sin 2\alpha - 2\alpha)\frac{\sin^2\alpha}{4}\right\}.$$

Für $P = 1$ ist aber

$$A_b = \frac{1}{2 \cdot \sin\alpha}.$$

Setzt man außerdem:

$$\pi + \sin 2\alpha - 2\alpha = \nu_\alpha$$
$$\pi - \sin 2\alpha - 2\alpha = \mu_\alpha,$$

so ergibt sich:

$$\int M_b^2 ds = \frac{r^3}{8}(\nu_\alpha \operatorname{ctg}^2\alpha - 4\operatorname{ctg}\alpha\cos^2\alpha + \mu_\alpha).$$

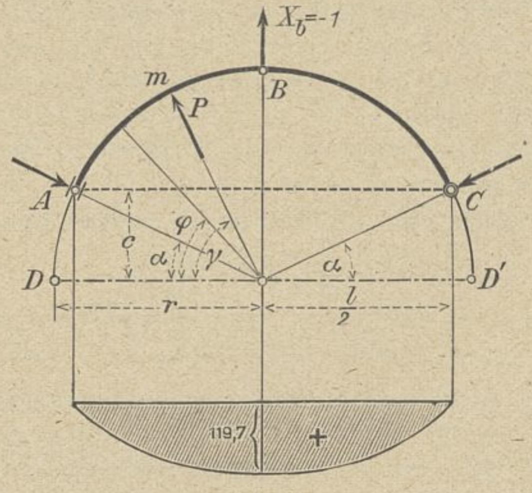


Abb. 22.

In ähnlicher Weise findet man:

$$\int M_o M_b ds = \int_\alpha^{\pi/2} A_b \cdot A_o \cdot r^2 \sin^2(\varphi-\alpha) r d\varphi - \int_\gamma^{\pi/2} A_b r^2 \sin(\varphi-\alpha)\sin(\varphi-\gamma) r d\varphi$$

$$+ \int_\alpha^{\pi/2} C_o C_b r^2 \sin^2(\varphi-\alpha) r d\varphi$$

$$= \left(\nu_\alpha \cdot \frac{\cos^2\alpha}{4} - \sin\alpha\cos^3\alpha + \mu_\alpha \frac{\sin^2\alpha}{4}\right)(A_o + C_o) A_b r^3$$

$$- A_b \cdot r^3 \left[\cos\alpha\cos\gamma \frac{\nu_\gamma}{4} - \tfrac{1}{2}\sin(\alpha+\gamma)\cos^2\gamma + \sin\alpha\sin\gamma\frac{\mu_\gamma}{4}\right].$$

Setzt man nun

$$A_b r^3 \left(\nu_\alpha \frac{\cos^2\alpha}{4} - \sin\alpha\cos^3\alpha + \mu_\alpha \frac{\sin^2\alpha}{4}\right) = C_1,$$

so erhält man den allgemeinen Ausdruck:

$$\int M_o M_b ds$$

$$= (C_o + A_o) C_1 - A_b r^3 \left[\cos\alpha\cos\gamma\frac{\nu_\gamma}{4} - \frac{1}{2}\sin(\alpha+\gamma)\cos^2\gamma + \sin\alpha\sin\gamma\frac{\mu_\gamma}{4}\right].$$

In dieser Gleichung sind A_o und C_o mit Hilfe der Einflußflächen für die Stützendrucke des statisch bestimmten Systems leicht zu bestimmen, während die Größen ν_γ und μ_γ aus nachstehender Tabelle entnommen werden können, welche für verschiedene Trägerpunkte in Abständen von je 5^0 die zur Berechnung der Verschiebungswerte erforderlichen Winkelfunktionen angibt.

φ^0	$r \sin\varphi$	$r\cos\varphi$	$\sin 2\varphi$	φ Bogenmaß	2φ	ν_φ	μ_φ
0	0,0000 r	1,0000 r	0,0000	0,0000	0,0000	3,1416	3,1416
5	0,0872 r	0,9962 r	0,1737	0,0873	0,1746	3,1407	2,7933
10	0,1737 r	0,9848 r	0,3421	0,1745	0,3490	3,1347	2,4505
15	0,2588 r	0,9659 r	0,4999	0,2618	0,5236	3,1179	2,1181
20	0,3420 r	0,9397 r	0,6428	0,3491	0,6982	3,0862	1,8006
25	0,4226 r	0,9063 r	0,7660	0,4363	0,8726	3,0350	1,5030
30	0,5000 r	0,8660 r	0,8660	0,5236	1,0472	2,9604	1,2284
35	0,5736 r	0,8192 r	0,9398	0,6109	1,2218	2,8596	0,9800
40	0,6428 r	0,7660 r	0,9848	0,6981	1,3962	2,7302	0,7606
45	0,7071 r	0,7011 r	0,9915	0,7854	1,5708	2,5623	0,5793
50	0,7660 r	0,6428 r	0,9848	0,8727	1,7454	2,3810	0,4114
55	0,8192 r	0,5736 r	0,9398	0,9599	1,9198	2,1616	0,2820
60	0,8660 r	0,5000 r	0,8660	1,0472	2,0944	1,9132	0,1812
65	0,9063 r	0,4226 r	0,7660	1,1345	2,2690	1,6386	0,1066
70	0,9397 r	0,3420 r	0,6428	1,2217	2,4434	1,3410	0,0554
75	0,9659 r	0,2588 r	0,4999	1,3090	2,6180	1,0235	0,0237
80	0,9848 r	0,1737 r	0,3421	1,3963	2,7926	0,6911	0,0069
85	0,9962 r	0,0872 r	0,1737	1,4835	2,9670	0,3483	0,0009
90	1,0000 r	0,0000 r	0,0000	1,5708	3,1416	0,0000	0,0000

Führt man $k = \frac{1}{\int M_b^2 ds}$ als Multiplikator ein, so stellen die Werte $\int M_0\, M_b\, ds$ für verschiedene Laststellungen die Ordinaten der Einflußfläche für X_b dar.

Mit den Zahlenwerten unseres Beispiels erhält man:

$$\int M_b^2 ds = \frac{125}{8}(3{,}025 \cdot 4{,}264 - 4 \cdot 2{,}065 \cdot 0{,}81 + 1{,}455) = 119{,}734.$$

$$k = \frac{1}{119{,}734} = 0{,}008835,$$

$$C_1 = \frac{5}{2 \cdot 2{,}18} \cdot 125 \left(3{,}025 \cdot \frac{0{,}81}{4} - 0{,}436 \cdot 0{,}729 + 1{,}455 \cdot \frac{0{,}190}{4}\right)$$

$$= 52{,}174.$$

Nach Gleichung (17) Seite 673 ist

$$A_0 = \tfrac{1}{2}\left\{\frac{\sin\gamma}{\sin\alpha} + \frac{\cos\gamma}{\cos\alpha}\right\};$$

und nach Gleichung (18):

$$C_0 = \tfrac{1}{2}\left\{\frac{\sin\gamma}{\sin\alpha} - \frac{\cos\gamma}{\cos\alpha}\right\}.$$

Setzt man nun für γ der Reihe nach 30^0, 40^0 . . . bis 90^0, so erhält man die Einflußfläche für X_b, welche bei dem gewählten System symmetrisch zum Halbmesser $\overline{OB}$ ist (s. Abb. 22).

Mit Hilfe der Gleichung:

$$M = M_0 - M_b \cdot X_b$$

$$= (-A_0 + A_b \cdot X_b)\, r \sin(\gamma - \alpha)$$

$$= \left[\frac{1}{2\sin\alpha} \cdot X_b - \tfrac{1}{2}\left(\frac{\sin\gamma}{\sin\alpha} + \frac{\cos\gamma}{\cos\alpha}\right)\right] r \sin(\gamma - \alpha)$$

findet man die Maximalmomente für die verschiedenen Laststellungen, welche in Abb. 23 als Momentenlinie dargestellt sind.

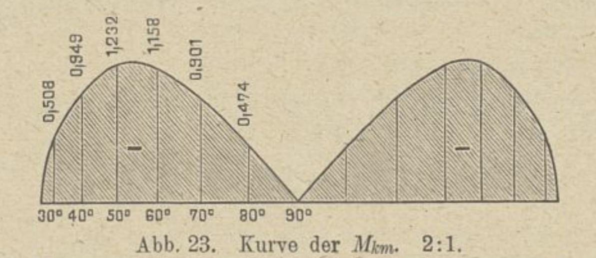


Abb. 23. Kurve der M_{km}. 2:1.

Die Gleichung $M = M_0 - M_b \cdot X_b$ liefert auch die Ordinaten der Einflußfläche für das Stützmoment.

Steht die Last rechts von B, so geht diese Gleichung über in folgenden Ausdruck:

$$M_S = (-A_0 + A_b \cdot X_b)\, r \cos\alpha$$

$$= \left[\frac{1}{2\sin\alpha} \cdot X_b - \tfrac{1}{2}\left(\frac{\sin\gamma}{\sin\alpha} + \frac{\cos\gamma}{\cos\alpha}\right)\right] \cdot \frac{l}{2}.$$

Infolge Symmetrie des Trägers ist mit Hilfe dieses Ausdrucks die Einflußfläche schnell zu zeichnen. (Vgl. Abb. 24.)

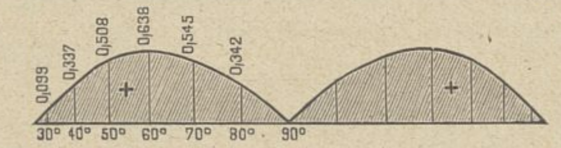


Abb. 24. Einflußfläche für M_{ks}. 2:1.

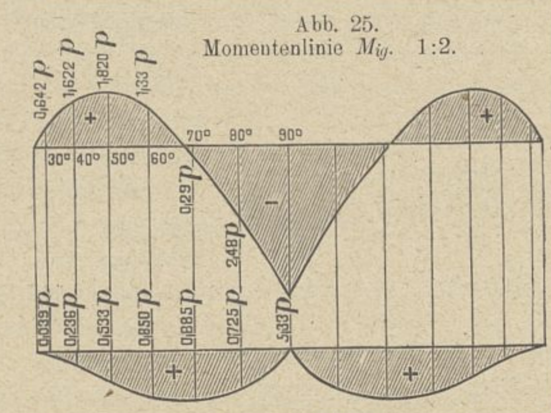


Abb. 25. Momentenlinie M_{iy}. 1:2.

Abb. 26. Momentenlinie M_{dg}. 1:1.

C. Eigengewicht des Trägers.

Nach Seite 675 sind die Stützmomente M_{im} und M_{dm} aus gleichmäßig verteilter Last mit Hilfe der Gleichungen:

$$M_{im} = A_z \cdot b - p(nv - mu), \quad \text{(s. Abb. 14)}$$

$$M_{dm} = A_z \cdot a - pr^2(\gamma - \alpha) + p(mv + nu)$$

zu berechnen. Führt man die entsprechenden Zahlenwerte ein, so ergeben sich für Trägerpunkte mit den Stellungswinkeln 30^0 bis 90^0 die in den Abb. 25 u. 26 dargestellten Momentenlinien.

Im Punkt $\gamma = 60^0$ ist:

$$M_{im} = +1{,}12 \cdot 3\,\mathrm{tm}; \quad M_{dm} = +0{,}34 \cdot 3\,\mathrm{tm};$$

$$M_{km} = -1{,}158 \cdot 0{,}3\,\mathrm{tm}.$$

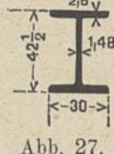


Abb. 27.

$$M_{img} = +1{,}33p; \quad M_{dmg} = +0{,}85p.$$

Gewählt ist ein Differdinger Parallelflanschträger [3]) $DiP\, 42^1/_2$ (für derartige Träger sind die Voraussetzungen der Föpplschen Formeln am ehesten erfüllt) mit

$$Wx = 3306\,\mathrm{cm}^3; \quad Wy = 782\,\mathrm{cm}^3; \quad G = 169{,}7\,\mathrm{kg/m}.$$

Nach Föppl ist das Widerstandsmoment gegen Drehen (vgl. S. 670):

$$W_d = \frac{\Sigma d^3 l}{3 d_{\max}} = \frac{2 \cdot 2{,}6^3 \cdot 30 + 1{,}48^3 \cdot 37{,}3}{3 \cdot 2{,}6} = \sim 150\,\mathrm{cm}^3 \text{ (s. Abb. 27)}.$$

Damit erhält man:

$$\sigma_{v\max} = \frac{1{,}12 \cdot 3000 \cdot 100 + 1{,}33 \cdot 169{,}7 \cdot 100}{3306} = 108\,\mathrm{kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{H\max} = \frac{1{,}158 \cdot 300 \cdot 100}{782} = 45\,\mathrm{kg/cm}^2,$$

$$\tau_{\max} = \frac{0{,}34 \cdot 3000 \cdot 100 + 0{,}85 \cdot 169{,}7 \cdot 100}{150} = 773\,\mathrm{kg/cm}^2.$$

Nun tritt aber, wie bereits oben mitgeteilt, die größte Schubspannung in der Mitte der Flanschen auf, an welcher Stelle der Beitrag der Horizontalbelastung zu Null wird, während die Schubspannung ihren kleinsten Wert an den Schmalseiten der Flanschen erreicht. Die ungünstigste Beanspruchung des Querschnitts ergibt sich also durch Kombination von $\sigma_{v\max}$ und $\tau_{\max}$. Diese errechnet sich zu:

$$k = 0{,}35 \cdot \sigma + 0{,}65 \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}$$

$$= 0{,}35 \cdot 108 + 0{,}65 \sqrt{108^2 + 4 \cdot 777^2}$$

$$= 1050\,\mathrm{kg/cm}^2.$$

Über der Stütze ist für Laststellung $ki\gamma = 60^0$

$$M_{iS} = -0{,}72 \cdot 3\,\mathrm{tm}; \quad M_{dS} = -0{,}451 \cdot 3\,\mathrm{tm};$$

$$M_{iSg} = -5{,}33 \cdot p; \quad M_{dSg} = 0.$$

$$\sigma_{v\max} = -\frac{0{,}72 \cdot 3000 \cdot 100 + 5{,}33 \cdot 169{,}7 \cdot 100}{3306} = \sim -93\,\mathrm{kg/cm}^2,$$

$$\tau_{\max} = -\frac{0{,}451 \cdot 3000 \cdot 100}{150} = -902\,\mathrm{kg/cm}^2.$$

Demnach

$$k = -0{,}35 \cdot 93 - 0{,}65 \sqrt{93^2 + 4 \cdot 902^2} = -32{,}5 - 1175$$

$$= \sim -1208\,\mathrm{kg/cm}^2.$$

Man erkennt, daß der Beitrag aus dem Drehmoment den weitaus größten Anteil zur Gesamtbeanspruchung liefert. Dabei sei an dieser Stelle auf die von Föppl angegebenen Bemerkungen bezüglich der Genauigkeit der von ihm aufgestellten Gleichungen hingewiesen.

Die in vorstehendem Beispiel ermittelten Zahlenwerte sind durch Rechenschieberablesung gefunden, da diese vollauf befriedigende Ergebnisse für die Praxis liefert.

3) Profile der deutsch-luxemb. Bergwerks- und Hütten-A.-G. Abteilung Differdingen.

Über die Beanspruchung von I-Trägern durch Drehmomente.

Von A. Senft, Oberingenieur, Leipzig.

Wird ein an einem Ende eingespannter I-Träger am anderen freien Ende durch ein Drehmoment belastet, so wird dieses zum Teil durch die Drehungssteifigkeit des Querschnittes und zum Teil durch die Biegungsfestigkeit der Flansche aufgenommen. Das gleiche ist der Fall, wenn ein als einfacher Balken auf zwei Stützen gelagerter und an den Enden gegen Verdrehung gesicherter I-Träger zwischen den Auflagern nach Abb. 1 durch ein Kräftepaar oder Drehmoment belastet wird.

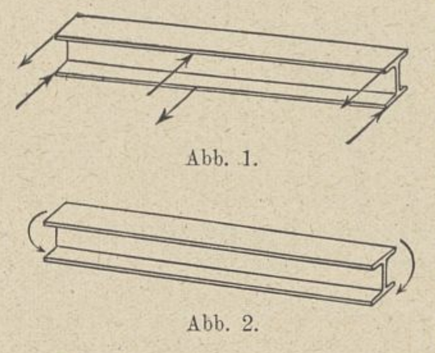


Abb. 1.

Abb. 2.

Neben den Drehungsschubspannungen entstehen also hier infolge der wagerechten Durchbiegung der Flansche auch Biegungsspannungen. Der Fall der reinen Torsion entsteht nur bei der in Abb. 2 angegebenen Belastung durch zwei an den Endquerschnitten angreifende entgegengesetzt gerichtete Drehmomente. Für diesen Fall läßt sich die größte Drehungsbeanspruchung und der Verdrehungswinkel annähernd bestimmen, dagegen fehlt noch eine einigermaßen zutreffende Berechnung für die in den erstgenannten für die Praxis besonders wichtigen Fällen auftretende Biegungsspannung der Flansche. Das infolgedessen in solchen Fällen häufig angewendete Verfahren, das Drehmoment unter Vernachlässigung der Drehungssteifigkeit lediglich nur durch die Biegungsfestigkeit der Flansche aufnehmen zu lassen, führt naturgemäß zu einem viel zu ungünstigen Ergebnis.

Es soll deshalb durch die folgenden Untersuchungen annähernd festgestellt werden, welchen Wert die Biegungsspannung der Flansche bei Berücksichtigung der Drehungssteifigkeit annimmt.

Es möge zunächst der Fall des an einem Ende eingespannten und am anderen Ende durch ein Drehmoment belasteten Trägers behandelt werden.

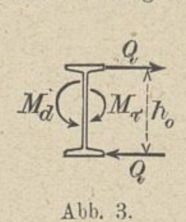


Abb. 3.

Ist M_d das auf den Träger wirkende äußere Drehmoment, M_r der durch die Torsionsspannungen aufgenommene Anteil desselben und Q die bei der Biegung in den Flanschen auftretende Querkraft, so besteht zwischen diesen Größen mit Bezug auf Abb. 3 die Gleichgewichtsbedingung

$$1) \qquad Q \cdot h_0 + M_r = M_d,$$

worin h_0 den Schwerpunktsabstand der Flanschquerschnitte voneinander bedeutet.

Für den bei der reinen Torsion zwischen zwei benachbarten Querschnitten entstehenden Drehwinkel $d\varphi$ besteht nun nach der Elastizitätslehre die Beziehung

$$2) \qquad \pm \frac{d\varphi}{dx} = \frac{M_r}{G \cdot J_d},$$

worin G den Gleitmodul und J_d ein von den Querschnittsabmessungen abhängiger Festwert, den man am besten mit „Drehungsträgheitsmoment“ bezeichnet, bedeutet. Für den Kreisquerschnitt geht der Wert J_d bekanntlich in das polare Trägheitsmoment J_p über. Für den I-förmigen Querschnitt läßt sich J_d bzw. $G \cdot J_d$ am genauesten durch Drehungsversuche bestimmen.

Zur rechnerischen Bestimmung von J_d kann man nach A. Föppl[1]) den Drehungswiderstand eines I-Eisens annähernd gleich der Summe der Widerstände der einzelnen Flacheisen setzen, aus denen man sich das I-Eisen zusammengesetzt denken kann. Für ein derartiges Flacheisen, dessen Querschnitt ein sehr schmales Rechteck darstellt, kann mit genügender Genauigkeit $J_d = \frac{b \cdot a^3}{3}$ gesetzt werden, wenn b die breite und a die schmale Rechteckseite bedeutet.

Abb. 4.

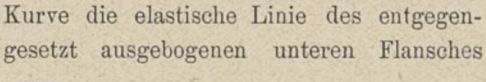
Für den I-förmigen Querschnitt mit den Abmessungen der Abb. 4 ist mithin

$$3)\qquad J_d = 2 \cdot \frac{b \cdot t^3}{3} + \frac{h' \cdot d^3}{3}.$$

Auf derselben Grundlage läßt sich auch eine Formel für die größte Schubspannung ableiten, und zwar tritt nach Föppl die größte Schubspannung an den Breitseiten der Flanschen auf und ist

$$4)\qquad \tau_{\max} = \frac{M_d}{J_d} \cdot t.$$

In der Abb. 5 stellt nun die ausgezogene Kurve die elastische Linie des wagerecht ausgebogenen oberen Flansches dar, während die punktiert gezeichnete Kurve die elastische Linie des entgegengesetzt ausgebogenen unteren Flansches



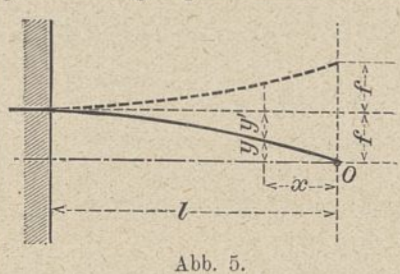


Abb. 5.

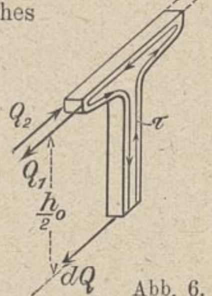


Abb. 6.

bedeutet. Abb. 6 zeigt die obere Hälfte einer aus dem Träger herausgeschnittenen Scheibe von der Dicke dx. Auf die dem freien Trägerende zugekehrte Querschnittsfläche des Flansches möge die Querkraft Q_1 und auf die entgegengesetzte Seite die Querkraft Q_2 einwirken. Außerdem greifen an den beiden Querschnittsflächen noch die Drehungsschubspannungen τ an. Da die Querkraft nach dem eingespannten Trägerende zunimmt, also $Q_2 > Q_1$ ist, muß zur Herstellung des Gleichgewichts in der Stegmitte die Querkraft $dQ = Q_2 - Q_1$ angreifen. Das Kräftepaar $dQ \cdot \frac{h_0}{2}$ ist mit dem Unterschied der durch die Schubspannungen τ auf die beiden Querschnitte übertragenen Drehmomente im Gleichgewicht, mithin

$$dQ \cdot \frac{h_0}{2} + \frac{dM_\tau}{2} = 0 \quad \text{oder} \quad dQ \cdot h_0 + dM_\tau = 0.$$

Diese Beziehung erhält man auch durch Differenzieren der Gleichung 1).

Infolge der Querkraft dQ erleidet der Steg nach Abb. 7 eine Verbiegung δ, deren Größe streng genommen nach der Theorie der Platten zu bestimmen wäre. Da jedoch, wie später gezeigt wird, der Einfluß dieser Verbiegung auf das Endergebnis verschwindend gering ist, genügt es, wenn man sich zur Bestimmung derselben den Steg in schmale Streifen von der Breite dx und der Länge h' zerlegt denkt, die sich unabhängig voneinander durchbiegen können. Vernachlässigt man den Einfluß der in den Querschnittsflächen wirkenden Schubspannungen τ auf die Verbiegung eines solchen Streifens, so ergibt sich

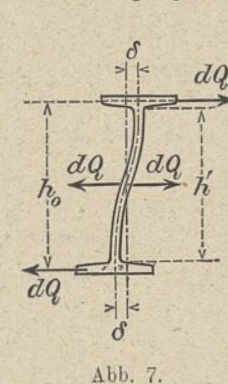


Abb. 7.

$$5)\qquad \delta = \frac{dQ \cdot \left(\frac{h'}{2}\right)^3}{3 \cdot E \frac{d^3}{12} \cdot d_x} = \frac{1}{2} \cdot \frac{h'^3}{E \cdot d^3} \cdot \frac{dQ}{dx},$$

worin h' die Höhe und d die Dicke des Steges bedeutet. Bezieht man nach Abb. 5 die elastische Linie des oberen Flansches auf ein durch den Endpunkt o gelegtes Achsenkreuz, so ist im Abstande x vom Ende die Ausweichung des Flansches aus seiner ursprünglichen Lage $y' = f - y$, worin f die Ausweichung des Endpunktes o bedeutet. Ist φ der Drehwinkel des Querschnittes, so würde, wenn der Steg gerade bliebe, zwischen φ und y' die Beziehung $y' = \frac{h_0}{2} \cdot \varphi$ bestehen. Infolge der Verbiegung des Steges wird y' um δ kleiner, wie aus Abb. 8 ersichtlich ist, mithin erhält man

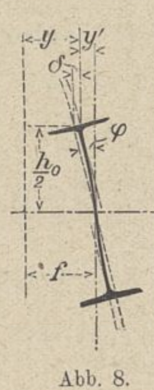


Abb. 8.

$$y' = \frac{h_0}{2} \cdot \varphi - \delta = \frac{h_0}{2} \cdot \varphi - \frac{1}{2} \frac{h'^3}{E \cdot d^3} \cdot \frac{dQ}{dx}.$$

Mit $y' = f - y$ entsteht

$$y = f + \frac{1}{2} \frac{h'^3}{E \cdot d^3} \cdot \frac{dQ}{dx} - \frac{h_0}{2} \cdot \varphi.$$

Durch Differenzieren geht die Gleichung über in

$$6)\qquad \frac{dy}{dx} = \frac{1}{2} \frac{h'^3}{E \cdot d^3} \cdot \frac{d^2Q}{dx^2} - \frac{h_0}{2} \cdot \frac{d\varphi}{dx}.$$

Die Differentialgleichung der elastischen Linie lautet

$$\pm \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EJ},$$

worin J das Trägheitsmoment des Flansches bedeutet. Da in Abb. 5 die konkave Seite der Kurve der X-Achse zugekehrt ist, ist das negative Vorzeichen maßgebend, mithin

$$7)\qquad M = -EJ \cdot \frac{d^2y}{dx^2}.$$

Ferner ist

$$8)\qquad Q = \frac{dM}{dx} = -EJ \cdot \frac{d^3y}{dx^3}, \quad \text{mithin}$$

$$9)\qquad \frac{dQ}{dx} = -EJ \cdot \frac{d^4y}{dx^4} \quad \text{und}$$

$$10)\qquad \frac{d^2Q}{dx^2} = -EJ \cdot \frac{d^5y}{dx^5}.$$

1) Vgl. A. Föppl, Vorlesungen über technische Mechanik, Bd. III, Festigkeitslehre, Auflage von 1918, S. 436.

Nach Einführung dieses Wertes in die Gleichung 6) erhält man

$$11)\qquad \frac{d\varphi}{dx} = -\frac{2}{h_0}\cdot\frac{dy}{dx} - \frac{h'^3\cdot J}{d^3\cdot h_0}\cdot\frac{d^5y}{dx^5}.$$

Nimmt man an, daß durch die Verbiegung des Steges die Verteilung der Torsionsspannungen über den Querschnitt keine wesentliche Änderung gegenüber dem Zustande der reinen Torsion erfährt, so bleibt die in Gleichung 2) angegebene Beziehung zwischen $d\varphi$ und M_t mit dem nach Gleichung 3) zu bestimmenden Wert von J_d unverändert bestehen. Da mit zunehmenden x der Winkel φ abnimmt, mithin $d\varphi$ negativ wird, ist in Gleichung 2) das negative Vorzeichen maßgebend.

Es ergibt sich mithin

$$12)\qquad M_t = -G\,J_d\,\frac{d\varphi}{dx} = 2\,\frac{G\,J_d}{h_0}\cdot\frac{dy}{dx} + G\,J_d\,\frac{h'^3 J}{d^3\,h_0}\cdot\frac{d^5y}{dx^5}.$$

Führt man diesen Wert M_t und den Wert für Q aus Gleichung 8) in die Gleichung 1) ein, so erhält man die Differentialgleichung der elastischen Linie

$$13)\qquad G\,J_d\cdot\frac{h'^3 J}{d^3\,h_0}\cdot\frac{d^5y}{dx^5} - E\cdot J\cdot h_0\,\frac{d^3y}{dx^3} + 2\cdot\frac{GJ_d}{h_0}\cdot\frac{dy}{dx} = M_d.$$

Diese Differentialgleichung fünfter Ordnung hat die Form

$$a\cdot\frac{d^5y}{dx^5} - b\cdot\frac{d^3y}{dx^3} + c\cdot\frac{dy}{dx} = M_d$$

und geht durch die Substitution von $\frac{dy}{dx} = z$ in die Gleichung vierter Ordnung

$$a\,\frac{d^4z}{dx^4} - b\,\frac{d^2z}{dx^2} + c\cdot z = M_d$$

über. Die Lösung dieser Gleichung ist

$$14)\qquad z = \frac{dy}{dx} = C_1\cdot e^{w_1x} + C_2\cdot e^{w_2x} + C_3\cdot e^{w_3x} + C_4\cdot e^{w_4x} + \frac{M_d}{c},$$

worin w_1, w_2, w_3 und w_4 die vier Wurzeln der Gleichung

$$a\cdot w^4 - b\cdot w^2 + c = o$$

sind. Man erhält

$$w_1 = \sqrt{\frac{b+\sqrt{b^2-4a\cdot c}}{2a}}$$

$$w_2 = \sqrt{\frac{b-\sqrt{b^2-4a\cdot c}}{2a}}$$

$$w_3 = -\sqrt{\frac{b+\sqrt{b^2-4a\cdot c}}{2a}} = -w_1$$

$$w_4 = -\sqrt{\frac{b-\sqrt{b^2-4a\cdot c}}{2a}} = -w_2.$$

Beim Einsetzen der Zahlenwerte in diese Formeln kommt man auf sehr kleine Zahlen mit mehreren Nullen hinter dem Komma. Es ist deshalb bequemer, mit den reziproken Werten dieser Zahlen zu rechnen. Es sollen deshalb von vornherein die neuen Bezeichnungen

$$n_1 = \frac{1}{w_1} = \sqrt{\frac{2a}{b+\sqrt{b^2-4a\cdot c}}} = \sqrt{\frac{b-\sqrt{b^2-4a\cdot c}}{2c}}$$

$$n_2 = \frac{1}{w_2} = \sqrt{\frac{2a}{b-\sqrt{b^2-4a\cdot c}}} = \sqrt{\frac{b+\sqrt{b^2-4a\cdot c}}{2c}}$$

$$n_3 = -n_1 \qquad \text{und} \qquad n_4 = -n_2$$

in die Rechnung eingeführt werden.

Setzt man in diesen Formeln die Werte aus Gleichung 13) ein, so gelangt man nach einigen Umformungen zu den Ausdrücken

$$15)\qquad n_1 = -n_3 = \frac{h_0}{2}\sqrt{\psi(1-\sqrt{1-\mu})}$$

$$16)\qquad n_2 = -n_4 = \frac{h_0}{2}\sqrt{\psi(1+\sqrt{1-\mu})}$$

mit den Abkürzungen

$$\psi = \frac{EJ}{GJ_d} \quad \text{und} \quad \mu = 8\,\frac{G^2}{E^2}\cdot\frac{J_d^2}{J\cdot h_0^4}\cdot\frac{h'^3}{d^3}.$$

Für das Trägheitsmoment des Flansches kann genau genug $J = \frac{J_y}{2}$ gesetzt werden, wobei J_y das kleine Trägheitsmoment des **I**-förmigen Querschnittes bedeutet.

Berücksichtigt man noch, daß $\frac{E}{G} = \frac{13}{5}$ ist, so wird

$$17)\qquad \psi = \frac{1}{2}\,\frac{E\cdot J_y}{G\cdot J_d} = 1{,}3\,\frac{J_y}{J_d} \quad \text{und}$$

$$18)\qquad \mu = 16\,\frac{G^2}{E^2}\cdot\frac{J_d^2}{J_y\cdot h_0^4}\cdot\frac{h'^3}{d^3} = 2{,}37\,\frac{J_d^2}{J_y\cdot h_0^4}\cdot\frac{h'^3}{d^3}.$$

Durch Integration geht Gleichung 14) mit einer neuen Konstanten C_5 über in

$$y = C_1\cdot\frac{e^{w_1x}}{w_1} + C_2\cdot\frac{e^{w_2x}}{w_2} + C_3\cdot\frac{e^{w_3x}}{w_3} + C_4\cdot\frac{e^{w_4x}}{w_4} + C_5 + \frac{M_d}{GJ_d}\cdot\frac{h_0}{2}\cdot x.$$

Führt man in diese Gleichung die reziproken Werte $n_1 = \frac{1}{w_1}$ und $n_2 = \frac{1}{w_2}$ ein und beachtet, daß $w_3 = -w_1$ und $w_4 = -w_2$ ist, so lautet die Gleichung

$$19)\qquad y = C_1\cdot n_1\cdot e^{\frac{x}{n_1}} + C_2\cdot n_2\cdot e^{\frac{x}{n_2}} - C_3\cdot n_1\cdot e^{-\frac{x}{n_1}} - C_4\cdot n_2\cdot e^{-\frac{x}{n_2}} + C_5 + \frac{M_d}{GJ_d}\cdot\frac{h_0}{2}\cdot x.$$

Durch fünfmaliges Differenzieren dieser Gleichung erhält man nacheinander die folgenden Gleichungen.

$$20)\qquad \frac{dy}{dx} = C_1\cdot e^{\frac{x}{n_1}} + C_2\cdot e^{\frac{x}{n_2}} + C_3\cdot e^{-\frac{x}{n_1}} + C_4\cdot e^{-\frac{x}{n_2}} + \frac{M_d}{GJ_d}\cdot\frac{h_0}{2}.$$

$$21)\qquad \frac{d^2y}{dx^2} = C_1\cdot\frac{e^{\frac{x}{n_1}}}{n_1} + C_2\cdot\frac{e^{\frac{x}{n_2}}}{n_2} - C_3\cdot\frac{e^{-\frac{x}{n_1}}}{n_1} - C_4\cdot\frac{e^{-\frac{x}{n_2}}}{n_2}.$$

$$22)\qquad \frac{d^3y}{dx^3} = C_1\cdot\frac{e^{\frac{x}{n_1}}}{n_1^2} + C_2\cdot\frac{e^{\frac{x}{n_2}}}{n_2^2} + C_3\cdot\frac{e^{-\frac{x}{n_1}}}{n_1^2} + C_4\cdot\frac{e^{-\frac{x}{n_2}}}{n_2^2}.$$

$$23)\qquad \frac{d^4y}{dx^4} = C_1\cdot\frac{e^{\frac{x}{n_1}}}{n_1^3} + C_2\cdot\frac{e^{\frac{x}{n_2}}}{n_2^3} - C_3\cdot\frac{e^{-\frac{x}{n_1}}}{n_1^3} - C_4\cdot\frac{e^{-\frac{x}{n_2}}}{n_2^3}.$$

$$24)\qquad \frac{d^5y}{dx^5} = C_1\cdot\frac{e^{\frac{x}{n_1}}}{n_1^4} + C_2\cdot\frac{e^{\frac{x}{n_2}}}{n_2^4} + C_3\cdot\frac{e^{-\frac{x}{n_1}}}{n_1^4} + C_4\cdot\frac{e^{-\frac{x}{n_2}}}{n_2^4}.$$

Führt man die Werte aus Gleichung 20), 22) und 24) mit den Werten aus Formel 15) und 16) in die Differentialgleichung 13) ein, so ergibt die linke Seite übereinstimmend mit der rechten Seite den Wert M_d, woraus die Richtigkeit der durch Gleichung 19) gegebenen allgemeinen Lösung der Differentialgleichung folgt.

Zur Bestimmung der fünf Konstanten stehen folgende Bedingungen zur Verfügung:

1. Für $x = l$ muß wegen der Einspannung $\frac{dy}{dx} = 0$ sein.
2. Da an der Einspannstelle der Steg nicht verbogen wird, mithin $\delta = 0$ ist, so muß nach Gleichung 5) $\frac{dQ}{dy} = 0$, und infolgedessen für $x = l$ mit Bezug auf Gleichung 9) auch $\frac{d^4y}{dx^4} = 0$ sein.

3. Für $x=0$ muß $y=0$ sein.
4. Da am Ende des Flansches das Biegungsmoment gleich Null ist, muß mit Bezug auf Gleichung 7) für $x=0$ auch $\frac{d^2y}{dx^2}=0$ sein.
5. Die fünfte Randbedingung hängt davon ab, in welcher Weise das Drehmoment auf das Trägerende übertragen wird, ob durch reine Torsionsspannungen oder durch ein an den Enden der Flansche angreifendes Kräftepaar $Q\cdot h_0=M_d$. Im ersten Falle ist für $x=0$ die Querkraft $Q=0$, mithin nach Gleichung 8) auch $\frac{d^3y}{dx^3}=0$, im zweiten Falle ist $Q=\frac{M_d}{h_0}$, mithin nach Gleichung 8) $\frac{d^3y}{dx^3}=-\frac{M_d}{EJ\cdot h_0}$.

Ist das Trägerende durch Anschlußwinkel an ein senkrecht zur Trägerachse gerichtetes Blech angeschlossen, so daß eine Verbiegung des Steges nicht eintreten kann, so ist es gleichgültig, in welcher Weise das Drehmoment übertragen wird. In diesem Falle kommt lediglich wegen $\frac{dQ}{dx}=0$, wie an der Einspannstelle, die Randbedingung $\frac{d^4y}{dx^4}=0$ in Betracht. Für praktische Bedürfnisse genügt es, lediglich diesen letzteren Fall zu behandeln. Man erhält hierfür folgende fünf Gleichungen, entsprechend den vorstehend angegebenen fünf Randbedingungen.

$$\text{I)}\quad C_1\cdot e^{\frac{l}{n_1}}+C_2\cdot e^{\frac{l}{n_2}}+C_3\cdot e^{-\frac{l}{n_1}}+C_4\cdot e^{-\frac{l}{n_2}}=-\frac{M_d}{GJ_d}\cdot\frac{h_0}{2}.$$

$$\text{II)}\quad C_1\cdot\frac{e^{\frac{l}{n_1}}}{n_1^3}+C_2\cdot\frac{e^{\frac{l}{n_2}}}{n_2^3}-C_3\cdot\frac{e^{-\frac{l}{n_1}}}{n_1^3}-C_4\cdot\frac{e^{-\frac{l}{n_2}}}{n_2^3}=0.$$

$$\text{III)}\quad C_1\cdot n_1+C_2\cdot n_2-C_3\cdot n_1-C_4\cdot n_2+C_5=0.$$

$$\text{IV)}\quad \frac{C_1}{n_1}+\frac{C_2}{n_2}-\frac{C_3}{n_1}-\frac{C_4}{n_2}=0.$$

$$\text{V)}\quad \frac{C_1}{n_1^3}+\frac{C_2}{n_2^3}-\frac{C_3}{n_1^3}-\frac{C_4}{n_2^3}=0.$$

Aus den beiden letzten Gleichungen findet man

$$C_1=C_3 \text{ und } C_2=C_4,$$

womit nach Gleichung III) $C_5=0$ wird.

Die Gleichungen I) und II) gehen hiermit über in

$$\text{I')}\quad C_1\left(e^{\frac{l}{n_1}}+e^{-\frac{l}{n_1}}\right)+C_2\left(e^{\frac{l}{n_2}}+e^{-\frac{l}{n_2}}\right)=-\frac{M_d}{GJ_d}\cdot\frac{h_0}{2}.$$

$$\text{II')}\quad \frac{C_1}{n_1^3}\left(e^{\frac{l}{n_1}}-e^{-\frac{l}{n_1}}\right)+\frac{C_2}{n_2^3}\left(e^{\frac{l}{n_2}}-e^{-\frac{l}{n_2}}\right)=0.$$

Führt man in diese Gleichungen die Hyperbelfunktionen

$$\mathfrak{Sin}\,\frac{l}{n}=\frac{e^{\frac{l}{n}}-e^{-\frac{l}{n}}}{2} \text{ und } \mathfrak{Cof}\,\frac{l}{n}=\frac{e^{\frac{l}{n}}+e^{-\frac{l}{n}}}{2}$$

ein, so erhält man

$$\text{I'')}\quad C_1\cdot\mathfrak{Cof}\,\frac{l}{n_1}+C_2\cdot\mathfrak{Cof}\,\frac{l}{n_2}=-\frac{M_d}{GJ_d}\cdot\frac{h_0}{4}.$$

$$\text{II'')}\quad \frac{C_1}{n_1^3}\cdot\mathfrak{Sin}\,\frac{l}{n_1}+\frac{C_2}{n_2^3}\cdot\mathfrak{Sin}\,\frac{l}{n_2}=0$$

und hieraus

$$C_1=-\frac{M_d}{GJ_d}\cdot\frac{h_0}{4}\cdot\frac{n_1^3\cdot\mathfrak{Sin}\,\frac{l}{n_2}}{n_1^3\cdot\mathfrak{Sin}\,\frac{l}{n_2}\cdot\mathfrak{Cof}\,\frac{l}{n_1}-n_2^3\cdot\mathfrak{Sin}\,\frac{l}{n_1}\cdot\mathfrak{Cof}\,\frac{l}{n_2}}$$

$$C_2=\frac{M_d}{GJ_d}\cdot\frac{h_0}{4}\cdot\frac{n_2^3\cdot\mathfrak{Sin}\,\frac{l}{n_1}}{n_1^3\cdot\mathfrak{Sin}\,\frac{l}{n_2}\cdot\mathfrak{Cof}\,\frac{l}{n_1}-n_2^3\cdot\mathfrak{Sin}\,\frac{l}{n_1}\cdot\mathfrak{Cof}\,\frac{l}{n_2}}.$$

Nach Gleichung 7) und 21) ist nun das Biegungsmoment des Flansches

$$M=-EJ\cdot\frac{d^2y}{dx^2}=-EJ\left[\frac{C_1}{n_1}\left(e^{\frac{x}{n_1}}-e^{-\frac{x}{n_1}}\right)+\frac{C_2}{n_2}\left(e^{\frac{x}{n_2}}-e^{-\frac{x}{n_2}}\right)\right]$$

und nach Einführung der Hyperbelfunktionen

$$25)\quad M=-2\cdot EJ\left[\frac{C_1}{n_1}\cdot\mathfrak{Sin}\,\frac{x}{n_1}+\frac{C_2}{n_2}\cdot\mathfrak{Sin}\,\frac{x}{n_2}\right].$$

Mit den für C_1 und C_2 ermittelten Werten ergibt sich hieraus

$$M=M_d\cdot\frac{EJ}{GJ_d}\cdot\frac{h_0}{2}\cdot\frac{n_1^2\cdot\mathfrak{Sin}\,\frac{l}{n_2}\cdot\mathfrak{Sin}\,\frac{x}{n_1}-n_2^2\cdot\mathfrak{Sin}\,\frac{l}{n_1}\cdot\mathfrak{Sin}\,\frac{x}{n_2}}{n_1^3\cdot\mathfrak{Sin}\,\frac{l}{n_2}\cdot\mathfrak{Cof}\,\frac{l}{n_1}-n_2^3\cdot\mathfrak{Sin}\,\frac{l}{n_1}\cdot\mathfrak{Cof}\,\frac{l}{n_2}}.$$

Der vor dem Bruchstrich stehende Ausdruck läßt sich schreiben

$$M_d\cdot\frac{EJ}{GJ_d}\cdot\frac{h_0}{2}=\frac{M_d}{h_0}\cdot\psi\cdot\frac{h_0^2}{2}.$$

Aus Formel 15) und 16) ergibt sich

$$n_1^2+n_2^2=\psi\cdot\frac{h_0^2}{2},$$

womit der obige Ausdruck übergeht in $\frac{M_d}{h_0}(n_1^2+n_2^2)$. Dividiert man noch bei dem Bruch den Zähler und Nenner durch $\mathfrak{Cof}\,\frac{l}{n_1}\cdot\mathfrak{Cof}\,\frac{l}{n_2}$ und kehrt die Vorzeichen um, so erhält man für M den Ausdruck

$$26)\quad M=\frac{M_d}{h_0}(n_1^2+n_2^2)\frac{n_2^2\cdot\mathfrak{Tg}\,\frac{l}{n_1}\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\,\frac{x}{n_2}}{\mathfrak{Cof}\,\frac{l}{n_2}}-n_1^2\cdot\mathfrak{Tg}\,\frac{l}{n_2}\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\,\frac{x}{n_1}}{\mathfrak{Cof}\,\frac{l}{n_1}}}{n_2^3\cdot\mathfrak{Tg}\,\frac{l}{n_1}-n_1^3\cdot\mathfrak{Tg}\,\frac{l}{n_2}}.$$

Durch Differenzieren dieser Gleichung erhält man die Querkraft des Flansches:

$$27)\quad Q=\frac{dM}{dx}=\frac{M_d}{h_0}(n_1^2+n_2^2)\frac{n_2\cdot\mathfrak{Tg}\,\frac{l}{n_1}\cdot\frac{\mathfrak{Cof}\,\frac{x}{n_2}}{\mathfrak{Cof}\,\frac{l}{n_2}}-n_1\cdot\mathfrak{Tg}\,\frac{l}{n_2}\cdot\frac{\mathfrak{Cof}\,\frac{x}{n_1}}{\mathfrak{Cof}\,\frac{l}{n_1}}}{n_2^3\cdot\mathfrak{Tg}\,\frac{l}{n_1}-n_1^3\cdot\mathfrak{Tg}\,\frac{l}{n_2}}$$

und hiermit das Torsionsmoment $M_d=M_d-Q\cdot h_0$.

Differenziert man die Gleichung 27), so erhält man die Belastung des Flansches pro Längeneinheit:

$$28)\quad q=\frac{dQ}{dx}=\frac{M_d}{h_0}(n_1^2+n_2^2)\frac{\mathfrak{Tg}\,\frac{l}{n_1}\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\,\frac{x}{n_2}}{\mathfrak{Cof}\,\frac{l}{x_2}}-\mathfrak{Tg}\,\frac{l}{n_2}\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\,\frac{x}{n_1}}{\mathfrak{Cof}\,\frac{l}{n_1}}}{n_2^3\cdot\mathfrak{Tg}\,\frac{l}{n_1}-n_1^3\,\mathfrak{Tg}\,\frac{l}{n_2}}$$

die gleichzeitig für die Verbiegung des Steges in Betracht kommt. Das größte Biegungsmoment des Flansches tritt an der Einspannstelle auf. Man erhält aus Gleichung 26) mit $x=l$

$$29)\quad M_{\max}=\frac{M_d}{h_0}(n_2^4-n_1^4)\frac{\mathfrak{Tg}\,\frac{l}{n_1}\cdot\mathfrak{Tg}\,\frac{l}{n_2}}{n_2^3\,\mathfrak{Tg}\,\frac{l}{n_1}-n_1^3\,\mathfrak{Tg}\,\frac{l}{n_2}}.$$

Die Querkraft für $x = l$ ist nach Gleichung 27)

$$30)\qquad Q_{\max} = \frac{M_d}{h_0}(n_1^2 + n_2^2)\frac{n_2\,\mathfrak{Tg}\frac{l}{n_1} - n_1\,\mathfrak{Tg}\frac{l}{n_2}}{n_2^3\,\mathfrak{Tg}\frac{l}{n_1} - n_1^3\,\mathfrak{Tg}\frac{l}{n_2}}.$$

Für $l = \infty$ wird $\mathfrak{Tg}\frac{l}{n_1} = \mathfrak{Tg}\frac{l}{n_2} = 1$, womit die beiden Gleichungen übergehen in

$$M_{\max} = \frac{M_d}{h_0}\cdot\frac{n_2^4 - n_1^4}{n_2^3 - n_1^3} = \frac{M_d}{h_0}\cdot\frac{(n_2 + n_1)(n_2^2 + n_1^2)}{n_2^2 + n_1\cdot n_2 + n_1^2}.$$

$$Q_{\max} = \frac{M_d}{h_0}\cdot\frac{(n_1^2 + n_2^2)(n_2 - n_1)}{n_2^3 - n_1^3} = \frac{M_d}{h_0}\cdot\frac{n_1^2 + n_2^2}{n_2^2 + n_1\cdot n_2 + n_1^2}.$$

Führt man im Nenner dieser Formeln für $n_1 \cdot n_2$ die Werte aus den Formeln 15) und 16) ein, so wird

$$n_1\cdot n_2 = \frac{h_0^2}{4}\cdot\psi\sqrt{\mu} = (n_2^2 + n_1^2)\cdot\tfrac{1}{2}\sqrt{\mu},$$

mithin der ganze Nenner

$$n_2^2 + n_1\cdot n_2 + n_1^2 = (n_2^2 + n_1^2)(1 + \tfrac{1}{2}\sqrt{\mu}).$$

Hiermit gehen die Gleichungen für $M_{\max}$ und $Q_{\max}$ über in

$$31)\qquad M_{\max} = \frac{M_d}{h_0}\cdot\frac{n_1 + n_2}{1 + \frac{1}{2}\sqrt{\mu}},$$

$$32)\qquad Q_{\max} = \frac{M_d}{h_0}\cdot\frac{1}{1 + \frac{1}{2}\sqrt{\mu}}.$$

Diese Formeln sind von Wichtigkeit, weil schon bei verhältnismäßig geringer Trägerlänge die aus den Formeln 29) und 30) ermittelten Werte für $M_{\max}$ und $Q_{\max}$ sich nur wenig von den entsprechenden Werten für $l = \infty$ unterscheiden, so daß es meist genügt, mit den etwas größeren Werten der Formeln 31) und 32) zu rechnen.

Durch Einführung der Ausdrücke für die Konstanten in die Gleichung 19) erhält man die Gleichung der elastischen Linie

$$y = \frac{M_d}{G\cdot J_d}\cdot\frac{h_0}{2}\left(\frac{n_2^4\cdot\mathfrak{Sin}\frac{l}{n_1}\cdot\mathfrak{Sin}\frac{x}{n_2} - n_1^4\cdot\mathfrak{Sin}\frac{l}{n_2}\cdot\mathfrak{Sin}\frac{x}{n_1}}{n_1^3\cdot\mathfrak{Sin}\frac{l}{n_2}\cdot\mathfrak{Cos}\frac{l}{n_1} - n_2^3\cdot\mathfrak{Sin}\frac{l}{n_1}\cdot\mathfrak{Cos}\frac{l}{n_2}} + x\right).$$

Dividiert man bei dem Bruch den Zähler und Nenner durch $\mathfrak{Cos}\frac{l}{n_1}\cdot\mathfrak{Cos}\frac{l}{n_2}$ und kehrt im Nenner und vor dem Bruch die Vorzeichen um, so geht die Gleichung über in

$$y = \frac{M_d}{G\cdot J_d}\cdot\frac{h_0}{2}\left(x - \frac{n_2^4\cdot\mathfrak{Tg}\frac{l}{n_1}\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\frac{x}{n_2}}{\mathfrak{Cos}\frac{l}{n_2}} - n_1^4\cdot\mathfrak{Tg}\frac{l}{n_2}\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\frac{x}{n_1}}{\mathfrak{Cos}\frac{l}{n_1}}}{n_2^3\cdot\mathfrak{Tg}\frac{l}{n_1} - n_1^3\cdot\mathfrak{Tg}\frac{l}{n_2}}\right).$$

Für $x = l$ erhält man die Durchbiegung

$$33)\qquad f = \frac{M_d}{G\cdot J_d}\cdot\frac{h_0}{2}\left(l - (n_2^4 - n_1^4)\frac{\mathfrak{Tg}\frac{l}{n_1}\cdot\mathfrak{Tg}\frac{l}{n_2}}{n_2^3\,\mathfrak{Tg}\frac{l}{n_1} - n_1^3\,\mathfrak{Tg}\frac{l}{n_2}}\right).$$

Für größere Trägerlängen wird $\mathfrak{Tg}\frac{l}{n_1} = \mathfrak{Tg}\frac{l}{n_2} = \backsim 1$, womit die Gleichung entsprechend den früheren Entwicklungen übergeht in

$$33a)\qquad f = \frac{M_d}{G\cdot J_d}\cdot\frac{h_0}{2}\left(l - \frac{n_1 + n_2}{1 + \frac{1}{2}\sqrt{\mu}}\right).$$

Die Klammerwerte in den beiden letzten Gleichungen stellen diejenige reduzierte Länge des Trägers dar, die bei reiner Torsion dieselbe Verdrehung des Endquerschnittes ergeben würde. Bezeichnet man diese Länge mit l', so ist die Verdrehung des Endquerschnittes

$$\varphi = \frac{f}{\frac{1}{2}h_0} = \frac{M_d}{G\cdot J_d}\cdot l'.$$

In den nachfolgenden Tafeln sind für die Normalprofile sowie für die Differdinger Grey-Träger die nach Formel 3) ermittelten Drehungsträgheitsmomente J_d angegeben. Bestimmt man $G\cdot J_d$ durch Drehungsversuche, so ist es zweckmäßig, gleichzeitig auch EJ_y durch Biegungsversuche zu ermitteln, wodurch man für $\psi = \frac{1}{2}\frac{EJ_y}{GJ_d}$ sehr genaue Werte erhält.

Tafel der Drehungsträgheitsmomente der I Normalprofile.

Profil I N.P. Nr.	J_d cm⁴
8	0,70
9	0,95
10	1,30
11	1,72
12	2,21
13	2,77
14	2,52
15	4,31
16	5,35
17	6,43
18	8,81
19	9,35
20	11,13
21	12,88
22	15,20
23	17,50
24	20,44
25	23,67
26	27,31
27	31,60
28	36,14
29	40,85
30	46,30
32	59,21
34	73,55
36	94,04
38	113,73
40	138,56
42¹/₂	176,09
45	217,81
47¹/₂	267,64
50	326,94
55	468,82
60	662,29

Tafel der Drehungsträgheitsmomente der Differdinger I-Grey-Träger.

Profil Nr.	J_d cm⁴
18 B	28,5
20 B	38,4
22 B	51,4
24 B	68,1
25 B	80,1
26 B	99,2
27 B	111,5
28 B	127,4
29 B	145,2
30 B	170,1
32 B	193,0
34 B	209,4
36 B	258,7
38 B	290,8
40 B	339,6
42¹/₂ B	377,0
45 B	441,3
47¹/₂ B	498,0
50 B	587,3
55 B	720,0
60 B	750,6
65 B	790,3
70 B	805,8
75 B	821,3
80 B	910,0
85 B	927,0
90 B	943,6
95 B	1035,2
100 B	1057,7

1. Zahlenbeispiel. Ein an einem Ende eingespanntes **I** N.P. 30 von $l = 2{,}0$ m Länge ist am freien Ende durch ein Drehmoment $M_d = 15$ cmt belastet.

Mit $J_d = 46{,}3$ cm⁴ und $J_y = 451$ cm⁴ wird nach Formel 17) $\psi = 12{,}663$.

Ferner ist $h_0 = h - t = 30 - 1{,}62 = 28{,}38$ cm und wegen der Neigung der inneren Flanschflächen von 14 vH.

$$h' = h - 2t - 2\cdot 0{,}14\cdot\frac{b}{4} = 25{,}88 \text{ cm}.$$

Hiermit wird nach Formel 18) $\mu = 0{,}239$ und nach Formel 15) und 16) $n_1 = 18{,}04$ und $n_2 = 69{,}09$,

$$\text{mithin } \frac{l}{n_1} = \frac{200}{18{,}04} = 11{,}085 \text{ und } \frac{l}{n_2} = \frac{200}{69{,}09} = 2{,}895,$$

$$\mathfrak{Tg}\frac{l}{n_1} = \backsim 1{,}0 \text{ und } \mathfrak{Tg}\frac{l}{n_2} = 0{,}9939.$$

Mit diesen Werten erhält man nach Gleichung 29) und 30)

$$M_{max} = 2{,}452\, M_d$$

$$Q_{max} = 0{,}805\, \frac{M_d}{h_0}.$$

Das Torsionsmoment an der Einspannstelle ist

$$M_\tau = M_d - h_0 \cdot Q_{max} = (1{,}0 - 0{,}805)\, M_d = 0{,}195\, M_d.$$

Nach den Formeln 31) und 32) für $l = \infty$ würde man erhalten

$$M_{max} = 2{,}467\, M_d$$

und

$$Q_{max} = 0{,}8036\, \frac{M_d}{h_0}, \text{ womit}$$

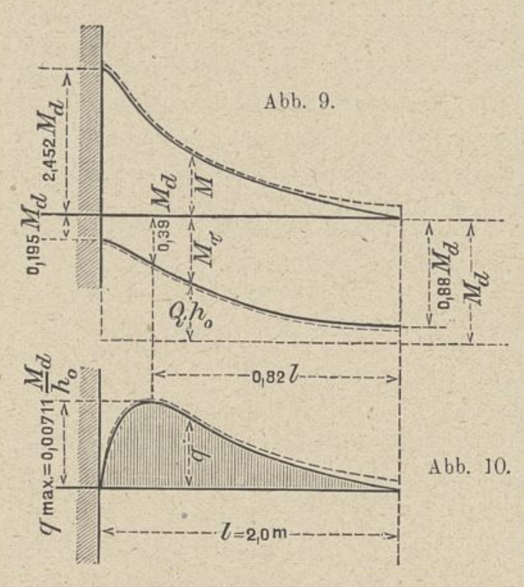
$$M_\tau = (1{,}0 - 0{,}8036)\, M_d = 0{,}1964\, M_d \text{ wird.}$$

Der Unterschied dieser Werte gegenüber den entsprechenden Werten für $l = 2{,}0$ m beträgt bei M_{max} nur 0,61 vH. und bei M_τ nur 0,72 vH. Bei größerer Trägerlänge werden diese Unterschiede natürlich noch wesentlich geringer, so daß praktisch das größte Biegungsmoment nahezu unabhängig von der Trägerlänge ist. Dieses Ergebnis ist leicht einzusehen, wenn man bedenkt, daß die Biegungsspannung lediglich die Folge der an der Einspannstelle gehinderten Querschnittswölbung ist, die bekanntlich bei der reinen Torsion aller nicht kreisförmigen Querschnitte auftritt. Nur bei sehr geringer Trägerlänge macht sich eine Abhängigkeit von der Länge bemerkbar. So wird z. B. bei einer Länge von 1,0 m

$$M_{max} = 2{,}2045\, M_d \text{ und } M_\tau = 0{,}168\, M_d,$$

so daß gegenüber den Werten für $l = \infty$ ein Unterschied von 10,65 vH. bzw. 14,35 vH. besteht.

Bestimmt man mit Hilfe der Gleichungen 26) und 27) für eine Anzahl von Querschnitten die Biegungsmomente und Torsionsmomente und trägt dieselben senkrecht zur Trägerachse auf, so erhält man die in Abb. 9 dargestellten Momentenflächen. Abb. 10 zeigt die nach Gl. 28) bestimmte Belastungsfläche für den Flansch. Zum Vergleich sind auch die entsprechenden Momentenflächen und die Belastungsfläche für $l = \infty$ punktiert eingezeichnet. Man erhält diese Werte, wenn man in der Gleichung 26) $x = l - x'$ setzt, wobei x' den Abstand des Querschnittes von der Einspannstelle bedeutet.



Da $\mathfrak{Sin}\frac{x}{n} = \mathfrak{Sin}\left(\frac{l}{n} - \frac{x'}{n}\right) = \mathfrak{Sin}\frac{l}{n} \cdot \mathfrak{Cos}\frac{x'}{n} - \mathfrak{Cos}\frac{l}{n} \cdot \mathfrak{Sin}\frac{x'}{n}$, geht die Gleichung 26) über in

$$M = \frac{M_d}{h_0}\left(n_1^2 + n_2^2\right) \frac{n_2^2 \mathfrak{Tg}\frac{l}{n_1}\left(\mathfrak{Tg}\frac{l}{n_2} \cdot \mathfrak{Cos}\frac{x'}{n_2} - \mathfrak{Sin}\frac{x'}{n_2}\right) - n_1^2 \cdot \mathfrak{Tg}\frac{l}{n_2}\left(\mathfrak{Tg}\frac{l}{n_1} \cdot \mathfrak{Cos}\frac{x'}{n_1} - \mathfrak{Sin}\frac{x'}{n_1}\right)}{n_2^3 \cdot \mathfrak{Tg}\frac{l}{n_1} - n_1^3 \cdot \mathfrak{Tg}\frac{l}{n_2}}.$$

Setzt man hierin $l = \infty$ und beachtet, daß

$$\mathfrak{Cos}\frac{x'}{n} - \mathfrak{Sin}\frac{x'}{n} = e^{-\frac{x'}{n}}$$

ist, so erhält man

$$M = \frac{M_d}{h_0} \cdot \frac{n_1^2 + n_2^2}{n_2^3 - n_1^3}\left(n_2^2 \cdot e^{-\frac{x'}{n_2}} - n_1^2 \cdot e^{-\frac{x'}{n_1}}\right).$$

Durch zweimaliges Differenzieren dieser Gleichung ergibt sich

$$\frac{dM}{dx} = Q = \frac{M_d}{h_0} \cdot \frac{n_1^2 + n_2^2}{n_2^3 - n_1^3}\left(n_2 \cdot e^{-\frac{x'}{n_2}} - n_1 \cdot e^{-\frac{x'}{n_1}}\right),$$

womit auch M_τ bestimmt ist, und

$$\frac{dQ}{dx} = q = \frac{M_d}{h_0} \cdot \frac{n_1^2 + n_2^2}{n_2^3 - n_1^3}\left(e^{-\frac{x'}{n_2}} - e^{-\frac{x'}{n_1}}\right).$$

Das durch ein Drehmoment von 15 cmt im Flansch hervorgerufene größte Biegungsmoment ist

$$M_{max} = 2{,}452 \cdot 15 = 36{,}78 \text{ cmt.}$$

Mit $W = \sim \frac{W_y}{2} = 36{,}1$ wird die Beanspruchung

$$\sigma = \frac{36780}{36{,}1} = 1019 \text{ kg/qcm.}$$

Das an der Einspannstelle auftretende Torsionsmoment ist

$$M_\tau = 0{,}195 \cdot 15 = 2{,}925 \text{ cmt.}$$

Diesem Moment entspricht nach Gleichung 4) eine größte Schubspannung $\tau_{max} = \frac{2925}{46{,}3} \cdot 1{,}62 = 102$ kg/qcm, die an den Breitseiten der Flansche auftritt und daher nicht mit der an den äußersten Enden der Flansche auftretenden größten Biegungsspannung zusammentrifft.

Bei einem schmalen Rechteck ist nun nach der strengen Theorie die an den schmalen Seiten auftretende Schubspannung[1]) $\tau = \sim 0{,}75\, \tau_{max}$, mithin kann in vorliegendem Falle die an den äußersten Enden der Flansche auftretende Schubspannung $\tau = 0{,}75 \cdot 102 = 76{,}5$ kg/qcm gesetzt werden. Diese Beanspruchung mit der Biegungsspannung $\sigma = 1019$ kg/qcm in der üblichen Weise zusammengesetzt, ergibt die reduzierte Spannung

$$\sigma' = 0{,}35 \cdot 1019 + 0{,}65 \cdot \sqrt{1019^2 + 4 \cdot 76{,}5^2} = 1027 \text{ kg/qcm.}$$

Der Einfluß der Torsionsspannung ist mithin so gering, daß er ebensogut vernachlässigt werden könnte.

Das größte Torsionsmoment tritt am Ende des Trägers auf und ist nach Abb. 9

$$M_{\tau_{max}} = 0{,}88\, M_d = 0{,}88 \cdot 15 = 13{,}2 \text{ cmt.}$$

Hieraus ergibt sich nach Gleichung 4) die größte Schubspannung

$$\tau_{max} = \frac{13200}{46{,}3} \cdot 1{,}62 = 462 \text{ kg/qcm.}$$

Es wäre noch zu untersuchen, wie groß die bei der Verbiegung des Steges entstehende größte Biegungsspannung ist. Nach Abb. 10 ist für $x = 0{,}82\, l$ der größte Wert

$$q_{max} = 0{,}00711 \frac{M_d}{h_0} = 0{,}00711 \cdot \frac{15000}{28{,}38} = 3{,}76 \text{ kg/cm,}$$

mithin das Biegungsmoment des Steges

$$q \cdot \frac{h'}{2} = 3{,}76 \cdot \frac{25{,}88}{2} = 48{,}7 \text{ cm/kg.}$$

1) Für die Verhältnisse $\frac{b}{a} = 5$ bis $\frac{b}{a} = \infty$ ändert sich $\frac{\tau}{\tau_{max}}$ nur von 0,7436 auf 0,7428.

Mit $W = \frac{d^2}{6} = \frac{1{,}08^2}{6} = 0{,}194$ cm³ wird $\sigma = \frac{48{,}7}{0{,}194} = 251$ kg/qcm.

Das an dieser Stelle auftretende Torsionsmoment ist nach Abb. 9

$$M_\tau = 0{,}39\,M_d = 0{,}39 \cdot 15 = 5{,}85 \text{ cmt},$$

mithin die Schubspannung im Steg, wenn in Gleichung 4) an Stelle von t die Stegdicke d gesetzt wird,

$$\tau = \frac{M_\tau}{J_d} \cdot d = \frac{5850}{46{,}3} \cdot 1{,}08 = 136{,}5 \text{ kg/qcm},$$

und hiermit die reduzierte Spannung

$$\sigma' = 0{,}35 \cdot 251 + 0{,}65\sqrt{251^2 + 4 \cdot 136{,}5^2} = 329 \text{ kg/qcm}.$$

Man ersieht hieraus, daß die Beanspruchung an keiner Stelle größer als die am Einspannquerschnitt auftretende Biegungsspannung des Flansches ist, so daß sich in praktischen Fällen die Berechnung meist nur auf die Bestimmung der letzteren zu beschränken braucht.

Die Durchbiegung des Flansches ist nach Gleichung 33)

$$f = \frac{15}{830 \cdot 46{,}3} \cdot \frac{28{,}38}{2}(200 - 69{,}6) = 0{,}72 \text{ cm}.$$

Aus dem Klammerwert ist ersichtlich, daß die Verdrehung des Endquerschnittes durch die Biegungsspannungen der Flansche um $\frac{69{,}6}{200} = 34{,}8$ vH. gegenüber dem Fall der reinen Torsion vermindert wird.

Nach der Annäherungsformel 33a) wird der Klammerwert $(200 - 70)$ und hiermit $f = 0{,}718$ cm.

Es möge nun noch festgestellt werden, welchen Einfluß die Biegungssteifigkeit des Steges auf das Endergebnis hat, indem wir derselben beliebige Werte beilegen, was gleichbedeutend ist mit einer Veränderung des Wertes μ in den Formeln 15) und 16). Eine verringerte Steifigkeit z. B. läßt sich durch eine Verkleinerung der Stegdicke d herbeiführen, was eine Vergrößerung von μ zur Folge haben würde. Nimmt man z. B. μ doppelt so groß an, als es sich in dem vorliegenden Beispiel ergab, mithin $\mu = 2 \cdot 0{,}239 = 0{,}478$, so wird nach Formel 15) und 16)

$$n_1 = 26{,}6 \text{ und } n_2 = 66{,}27$$

und nach Gleichung 29) und 30)

$$M_{\max} = 2{,}42\,M_d$$

$$Q_{\max} = 0{,}745\,\frac{M_d}{h_0}$$

mithin $M_\tau = (1 - 0{,}745)\,M_d = 0{,}255\,M_d$.

Trotz der erheblichen Verringerung der Biegungssteifigkeit des Steges bis auf die Hälfte verkleinert sich das Biegungsmoment des Flansches nur um 1,3 vH. Das Torsionsmoment vergrößert sich allerdings um 31 vH., was aber mit Rücksicht auf den geringen Einfluß der Torsionsschubspannungen bedeutungslos ist, wie die Ermittlung der reduzierten Spannung zeigt. Man erhält $\sigma = 1006$ kg/qcm, $\tau = 99$ kg/qcm und hieraus $\sigma' = 0{,}35 \cdot 1006 + 0{,}65\sqrt{1006^2 + 4 \cdot 99^2} = 1019$ kg/qcm gegenüber $\sigma = 1027$ kg/qcm nach der ersten Rechnung.

Vergrößert man dagegen die Biegungssteifigkeit des Steges bis zur vollständigen Biegungslosigkeit, so läßt sich das in dem Wert μ dadurch zum Ausdruck bringen, daß man $d = \infty$ setzt, woraus $\mu = 0$, $n_1 = 0$ und $n_2 = \frac{h_0}{2}\sqrt{2\psi}$ folgt. Dieser Fall würde sich praktisch annähernd dadurch verwirklichen lassen, daß man den Steg in kurzen Abständen durch aufgenietete Winkeleisen versteift und so eine Verbiegung desselben verhindert.

Mit $n_1 = 0$ gehen die Gleichungen 29) und 30) über in

$$34)\qquad M_{\max} = \frac{M_d}{h_0} \cdot n_2 \cdot \mathfrak{Tg}\,\frac{l}{n_2}$$

und $Q_{\max} = \frac{M_d}{h_0}$, womit $M_\tau = M_d - Q_{\max} \cdot h_0 = 0$ wird.

Für $l = \infty$ geht Gleichung 34) über in

$$35)\qquad M_{\max} = \frac{M_d}{h_0} \cdot n_2.$$

Für das vorliegende I-N.P. 30 wird

$$n_2 = \frac{h_0}{2}\sqrt{2\psi} = 71{,}41$$

mithin $\frac{l}{n_2} = \frac{200}{71{,}41} = 2{,}8$ und $\mathfrak{Tg}\,\frac{l}{n_2} = 0{,}9926$.

Nach Gleichung 34) wird $M_{\max} = 2{,}498\,M_d$ und für $l = \infty$ nach Gleichung 35) $M_{\max} = 2{,}516\,M_d$. Diese Werte sind noch nicht ganz 2 vH. größer als die nach den Formeln 29) bzw. 31) ermittelten Werte, während das Torsionsmoment gleich Null wird.

Mit $M_d = 15$ cm/t wird $M_{\max} = 2{,}498 \cdot 15 = 37{,}38$ cm/t und hiermit die Beanspruchung $\sigma = \frac{37380}{36{,}1} = 1035$ kg/qcm.

Zwischen diesem Wert und der früher ermittelten Spannung $\sigma' = 1027$ kg/qcm besteht mithin praktisch überhaupt kein wesentlicher Unterschied mehr, so daß man ebensogut auch mit der einfachen Formel 34) und für größere Längen mit der Formel 35) rechnen kann. Führt man in die Formel 35) für n_2 und ψ ihre Werte ein, so erhält man in

$$36)\qquad M_{\max} = \frac{M_d}{2}\sqrt{\frac{EJ_y}{GJ_d}} = 0{,}807\,M_d\sqrt{\frac{J_y}{J_d}}$$

einen einfachen Nährungswert für das größte Biegungsmoment des Flansches, der bei größerer Trägerlänge praktisch so gut wie genau ist. Eine entsprechende Näherungsformel für die Durchbiegung des Flansches erhält man durch Einführung der für biegungslosen Steg geltenden Werte von n_1 und n_2 in die Gleichung 33), womit dieselbe übergeht in

$$37)\qquad f = \frac{M_d}{G \cdot J_d} \cdot \frac{h_0}{2}\left(l - n_2 \cdot \mathfrak{Tg}\,\frac{l}{n_2}\right).$$

Bei größeren Trägerlängen kann hierin $\mathfrak{Tg}\,\frac{l}{n_2} = \sim 1$ gesetzt werden.

Es möge nun der in Abb. 1 dargestellte Fall untersucht werden, bei welchem ein als Balken auf zwei Stützen gelagerter Träger zwischen den Auflagern durch ein Kräftepaar $P \cdot h_0 = M_d$ belastet wird. An den Auflagern soll hierbei der Steg wie im vorigen Beispiel gegen Biegung versteift angenommen werden, was ja infolge der Anschlußwinkel, die zur Befestigung des Trägers an den Stützen dienen, fast immer der Fall ist.

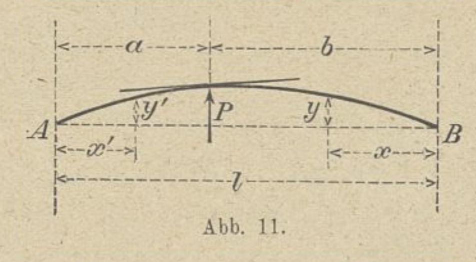


Abb. 11.

Die elastische Linie des Flansches (Abb. 11) besteht aus zwei Teilen, von denen der Teil a auf ein durch das Auflager A gelegtes Achsenkreuz und der Teil b auf ein durch das Auflager B gelegtes Achsenkreuz bezogen werden soll.

Für jeden der beiden Teile gilt, wie früher, die Gleichung 19). Bezeichnen M_a und M_b die durch die Teile a bzw. b aufgenommenen Drehmomente, so lauten mit den Bezeichnungen der Abb. 11 die beiden Gleichungen

$$38)\quad y = C_1 \cdot n_1 \cdot e^{\frac{x}{n_1}} + C_2 \cdot n_2 \cdot e^{\frac{x}{n_2}} - C_3 \cdot n_1 \cdot e^{-\frac{x}{n_1}} - C_4 \cdot n_2 \cdot e^{-\frac{x}{n_2}} + C_5 + \frac{M_b}{G \cdot J_d} \cdot \frac{h_0}{2} \cdot x.$$

$$39)\quad y' = C_1' \cdot n_1 \cdot e^{\frac{x'}{n_1}} + C_2' \, n_2 \cdot e^{\frac{x'}{n_2}} - C_3' \, n_1 \cdot e^{-\frac{x'}{n_1}} - C_4' \, n_2 \cdot e^{-\frac{x'}{n_2}} + C_5' + \frac{M_a}{G \cdot J_d} \cdot \frac{h_0}{2} \cdot x'.$$

Diese beiden Gleichungen enthalten zusammen 10 unbekannte Integrationskonstanten, wozu noch die beiden unbekannten Drehmomente M_a und M_b kommen, so daß im ganzen 12 Unbekannte vorhanden sind. Zur Bestimmung dieser Größen dienen die folgenden 12 Bedingungen.

Wie im ersten Beispiel ist für $x = 0$

$$1)\ y = 0, \quad 2)\ \frac{d^2y}{dx^2} = 0 \quad \text{und} \quad 3)\ \frac{d^4y}{dx^4} = 0,$$

und ebenso für $x' = 0$

$$4)\ y' = 0, \quad 5)\ \frac{d^2y'}{dx'^2} = 0 \quad \text{und} \quad 6)\ \frac{d^4y'}{dx'^4} = 0.$$

Am Angriffspunkt der Last P ist ferner

$$7)\ y = y' \quad \text{und} \quad 8)\ \frac{dy}{dx} = -\frac{dy'}{dx'}.$$

Da außerdem an dieser Stelle die Biegungsmomente des Flansches und die Verbiegungen des Steges für beide Trägerteile einander gleich sind, so muß

$$9)\ \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{d^2y'}{dx'^2} \quad \text{und} \quad 10)\ \frac{d^4y}{dx^4} = \frac{d^4y'}{dx'^4} \quad \text{sein.}$$

Die beiderseits der Kraft P auftretenden Querkräfte Q des Flansches müssen zusammen den Wert P ergeben, woraus

$$11)\ \frac{d^3y}{dx^3} + \frac{d^3y'}{dx'^3} = -\frac{P}{EJ} \quad \text{folgt.}$$

Schließlich besteht noch die Gleichgewichtsbedingung

$$12)\ M_a + M_b = M_d.$$

Aus diesen 12 Bedingungen erhält man in ähnlicher Weise, wie im ersten Beispiel, für die Konstanten die Werte

$$C_1 = C_3 = \frac{1}{2} \frac{M_d}{EJh_0} \cdot \frac{n_1^4 \cdot \mathrm{Sin}\frac{a}{n_1}}{(n_2^2 - n_1^2)\,\mathrm{Sin}\frac{l}{n_1}},$$

$$C_5 = C_5' = 0,$$

$$C_2 = C_4 = -\frac{1}{2} \frac{M_d}{EJh_0} \cdot \frac{n_1^4 \; \mathrm{Sin}\frac{a}{n_2}}{(n_2^2 - n_1^2)\,\mathrm{Sin}\frac{l}{n_2}}.$$

Die Konstanten C_1' bis C_4' unterscheiden sich von obigen Werten nur dadurch, daß darin a durch b zu ersetzen ist.

Für die Momente M_a und M_b erhält man die einfache Beziehung $\quad M_b \cdot b = M_a \cdot a,$

woraus mit Rücksicht auf die Bedingung 12)

$$M_b = M_d \cdot \frac{a}{a+b} = M_d \cdot \frac{a}{l}$$

und $\quad M_a = M_d \cdot \frac{b}{l}$ folgt.

Die Momente verhalten sich also umgekehrt wie die Abstände des angreifenden Drehmomentes von den Auflagern.

Mit Hilfe der Konstanten läßt sich nun das Biegungsmoment der Flansche nach der beim vorigen Beispiel benutzten Gleichung 25) bestimmen. Für den Teil b erhält man

$$40)\ M = \frac{M_d}{h_0(n_2^2 - n_1^2)} \left[n_2^3 \cdot \frac{\mathrm{Sin}\frac{a}{n_2}}{\mathrm{Sin}\frac{l}{n_2}} \cdot \mathrm{Sin}\frac{x}{n_2} - n_1^3 \cdot \frac{\mathrm{Sin}\frac{a}{n_1}}{\mathrm{Sin}\frac{l}{n_1}} \cdot \mathrm{Sin}\frac{x}{n_1} \right]$$

und in derselben Weise für den Teil a

$$41)\ M' = \frac{M_d}{h_0(n_2^2 - n_1^2)} \left[n_2^3 \cdot \frac{\mathrm{Sin}\frac{b}{n_2}}{\mathrm{Sin}\frac{l}{n_2}} \cdot \mathrm{Sin}\frac{x'}{n_2} - n_1^3 \cdot \frac{\mathrm{Sin}\frac{b}{n_1}}{\mathrm{Sin}\frac{l}{n_1}} \cdot \mathrm{Sin}\frac{x'}{n_1} \right]$$

Für den Angriffspunkt des Drehmomentes gehen beide Gleichungen mit $x = b$ bzw. $x' = a$ in die Gleichung

$$42)\ M_{\max} = \frac{M_d}{h_0(n_2^2 - n_1^2)} \left[n_2^3 \cdot \frac{\mathrm{Sin}\frac{a}{n_2} \cdot \mathrm{Sin}\frac{b}{n_2}}{\mathrm{Sin}\frac{l}{n_2}} - n_1^3 \cdot \frac{\mathrm{Sin}\frac{a}{n_1} \cdot \mathrm{Sin}\frac{b}{n_1}}{\mathrm{Sin}\frac{l}{n_1}} \right]$$

über. — Durch Differenzieren der beiden Gleichungen 40) und 41) erhält man für die Querkräfte die Gleichungen

$$43)\ Q = \frac{dM}{dx} = \frac{M_d}{h_0(n_2^2 - n_1^2)} \left[n_2^2 \cdot \frac{\mathrm{Sin}\frac{a}{n_2}}{\mathrm{Sin}\frac{l}{n_2}} \cdot \mathrm{Cof}\frac{x}{n_2} - n_1^2 \cdot \frac{\mathrm{Sin}\frac{a}{n_1}}{\mathrm{Sin}\frac{l}{n_1}} \cdot \mathrm{Cof}\frac{x}{n_1} \right]$$

$$44)\ Q' = \frac{dM'}{dx'} = \frac{M_d}{h_0(n_2^2 - n_1^2)} \left[n_2^2 \cdot \frac{\mathrm{Sin}\frac{b}{n_2}}{\mathrm{Sin}\frac{l}{n_2}} \cdot \mathrm{Cof}\frac{x'}{n_2} - n_1^2 \cdot \frac{\mathrm{Sin}\frac{b}{n_1}}{\mathrm{Sin}\frac{l}{n_1}} \cdot \mathrm{Cof}\frac{x'}{n_1} \right]$$

die für $x = b$ bzw. $x' = a$ übergehen in

$$45)\ Q_{\max} = \frac{M_d}{h_0(n_2^2 - n_1^2)} \left[n_2^2 \cdot \frac{\mathrm{Sin}\frac{a}{n_2} \cdot \mathrm{Cof}\frac{b}{n_2}}{\mathrm{Sin}\frac{l}{n_2}} - n_1^2 \cdot \frac{\mathrm{Sin}\frac{a}{n_1} \cdot \mathrm{Cof}\frac{b}{n_1}}{\mathrm{Sin}\frac{l}{n_1}} \right]$$

$$46)\ Q'_{\max} = \frac{M_d}{h_0(n_2^2 - n_1^2)} \left[n_2^2 \cdot \frac{\mathrm{Sin}\frac{b}{n_2} \cdot \mathrm{Cof}\frac{a}{n_2}}{\mathrm{Sin}\frac{l}{n_2}} - n_1^2 \cdot \frac{\mathrm{Sin}\frac{b}{n_1} \cdot \mathrm{Cof}\frac{a}{n_1}}{\mathrm{Sin}\frac{l}{n_1}} \right]$$

Die Summe dieser beiden Gleichungen ergibt übereinstimmend mit der Bedingung 11)

$$Q_{\max} + Q'_{\max} = \frac{M_d}{h_0} = P.$$

Nachdem die Querkräfte bekannt sind, lassen sich die Torsionsmomente aus den Gleichungen

$$M_t = M_b - Q \cdot h_0 \quad \text{bzw.} \quad M_t' = M_a - Q' \cdot h_0$$

bestimmen. Greift das Drehmoment in der Mitte des Trägers an, so ist in den Bedingungen 40) und 41)

$$a = b = \frac{l}{2} \quad \text{zu setzen.}$$

Da $\mathrm{Sin}\frac{l}{n} = 2 \cdot \mathrm{Sin}\frac{1}{2}\frac{l}{n} \cdot \mathrm{Cof}\frac{1}{2}\frac{l}{n}$, gehen hierbei die beiden Gleichungen über in

$$47)\ M = \frac{1}{2} \frac{M_d}{h_0(n_2^2 - n_1^2)} \left[n_2^3 \cdot \frac{\mathrm{Sin}\frac{x}{n_2}}{\mathrm{Cof}\frac{1}{2}\frac{l}{n_2}} - n_1^3 \cdot \frac{\mathrm{Sin}\frac{x}{n_1}}{\mathrm{Cof}\frac{1}{2}\frac{l}{n_1}} \right],$$

$$48)\quad Q=\frac{1}{2}\frac{M_d}{h_0(n_2^2-n_1^2)}\left[n_2^2\cdot\frac{\mathfrak{Cof}\frac{x}{n_2}}{\mathfrak{Cof}\frac{1}{2}\frac{l}{n_2}}-n_1^2\cdot\frac{\mathfrak{Cof}\frac{x}{n_1}}{\mathfrak{Cof}\frac{1}{2}\frac{l}{n_1}}\right].$$

Für $x=\frac{l}{2}$ ergibt sich

$$49)\quad M_{\max}=\frac{1}{2}\frac{M_d}{h_0(n_2^2-n_1^2)}\left[n_2^3\cdot\mathfrak{Tg}\frac{1}{2}\frac{l}{n_2}-n_1^3\cdot\mathfrak{Tg}\frac{1}{2}\frac{l}{n_1}\right] \text{ und}$$

$$Q=\frac{1}{2}\frac{M_d}{h_0},\ \text{woraus } M_\tau=\frac{M_d}{2}-Q\cdot h_0=0 \text{ folgt.}$$

Für $l=\infty$ geht Gleichung 49) über in

$$50)\quad M_{\max}=\frac{1}{2}\frac{M_d}{h_0}\cdot\frac{n_2^3-n_1^3}{n_2^2-n_1^2}.$$

Diese Formel gibt auch bei nicht zu kleiner endlicher Trägerlänge ($l\geqq 10h$) genügend genaue Ergebnisse. Greift das Drehmoment nicht in der Mitte des Trägers an, so kann in Gleichung 42), wenn a und $b\geqq 5h$ sind,

$$\mathfrak{Sin}\frac{a}{n}=\sim\tfrac{1}{2}e^{\frac{a}{n}} \text{ und } \mathfrak{Sin}\frac{b}{n}=\sim\tfrac{1}{2}e^{\frac{b}{n}},$$

mithin $\mathfrak{Sin}\frac{a}{n}\cdot\mathfrak{Sin}\frac{b}{n}=\sim\frac{1}{4}\cdot e^{\frac{a+b}{n}}=\sim\frac{1}{4}\cdot e^{\frac{l}{n}}$ gesetzt werden.

Da außerdem $\mathfrak{Sin}\frac{l}{n}=\sim\frac{1}{2}e^{\frac{l}{n}}$ ist, so nehmen die Ausdrücke $\dfrac{\mathfrak{Sin}\frac{a}{n}\cdot\mathfrak{Sin}\frac{b}{n}}{\mathfrak{Sin}\frac{l}{n}}$ den Wert $\sim\frac{1}{2}$ an, womit die Gleichung 42) ebenfalls in die Formel 50) übergeht. Das Biegungsmoment der Flansche ist mithin bei größerer Trägerlänge nahezu unabhängig von der Länge des Trägers und der Lage des angreifenden Drehmomentes.

Ebenso lassen sich auch die Gleichungen für die Querkräfte 45) und 46) für größere Trägerlängen vereinfachen, da $\dfrac{\mathfrak{Sin}\frac{a}{n_2}\cdot\mathfrak{Cof}\frac{b}{n}}{\mathfrak{Sin}\frac{l}{n}}$ ebenfalls den Wert $\sim\frac{1}{2}$ annimmt, womit diese Gleichungen übergehen in

$$Q_{\max}=\frac{1}{2}\frac{M_d}{h_0}=\frac{1}{2}P.$$

Es werden also auch bei ungleichen Längen a und b die Querkräfte beiderseits der Last P einander gleich. Es ist aber zu beachten, daß die von den Trägerteilen a und b übertragenen Drehmomente einander nicht gleich sind, sondern sich umgekehrt wie die Längen a und b verhalten. Das am Angriffspunkt des Drehmomentes auftretende Torsionsmoment ist demnach für den Teil b

$$M_\tau=M_b-Q_{\max}\cdot h_0=M_d\cdot\frac{a}{l}-\tfrac{1}{2}M_d$$

oder

$$M_\tau=-M_d\cdot\frac{\frac{l}{2}-a}{l}.$$

Ebenso findet man für den Teil a

$$M_\tau'=M_d\cdot\frac{b-\frac{l}{2}}{l}.$$

Beide Werte sind einander entgegengesetzt gleich, wie ohne weiteres klar ist, und werden gleich Null, wenn $a=b=\frac{l}{2}$ ist.

Die Gleichung der elastischen Linie erhält man durch Einführung der Konstanten in die Gleichungen 38) und 39). Für den Teil b ergibt sich hierbei

$$y=\frac{M_d}{EJh_0}\cdot\frac{1}{n_2^2-n_1^2}\left(n_1^5\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\frac{a}{n_1}}{\mathfrak{Sin}\frac{l}{n_1}}\cdot\mathfrak{Sin}\frac{x}{n_1}-n_2^5\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\frac{a}{n_2}}{\mathfrak{Sin}\frac{l}{n_2}}\cdot\mathfrak{Sin}\frac{x}{n_2}\right)+\frac{M_b}{GJ_d}\cdot\frac{h_0}{2}\cdot x.$$

Beachtet man, daß $M_b=M_d\cdot\frac{a}{l}$ ist, und schreibt die Gleichung in der Form

$$y=\frac{M_d}{GJ_d}\cdot\frac{h_0}{2}\left[x\cdot\frac{a}{l}-\frac{GJ_d}{EJ}\cdot\frac{2}{h_0^2}\cdot\frac{1}{n_2^2-n_1^2}\left(n_2^5\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\frac{a}{n_2}}{\mathfrak{Sin}\frac{l}{n_2}}\cdot\mathfrak{Sin}\frac{x}{n_2}-n_1^5\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\frac{a}{n_1}}{\mathfrak{Sin}\frac{l}{n_1}}\cdot\mathfrak{Sin}\frac{x}{n_1}\right)\right],$$

so kann man, wie früher, $\frac{EJ}{GJ_d}\cdot\frac{h_0^2}{2}=n_1^2+n_2^2$ schreiben, womit die Gleichung übergeht in

$$y=\frac{M_d}{GJ_d}\cdot\frac{h_0}{2}\left[x\cdot\frac{a}{l}-\frac{1}{n_2^4-n_1^4}\left(n_2^5\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\frac{a}{n_2}}{\mathfrak{Sin}\frac{l}{n_2}}\cdot\mathfrak{Sin}\frac{x}{n_2}-n_1^5\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\frac{a}{n_1}}{\mathfrak{Sin}\frac{l}{n_1}}\cdot\mathfrak{Sin}\frac{x}{n_1}\right)\right].$$

Eine ähnliche Gleichung läßt sich für den Teil a aufstellen. Für den Angriffspunkt des Drehmomentes erhält man mit $x=b$ die Durchbiegung

$$51)\quad f=\frac{M_d}{GJ_d}\cdot\frac{h_0}{2}\left[\frac{a\cdot b}{l}-\frac{1}{n_2^4-n_1^4}\left(n_2^5\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\frac{a}{n_2}\cdot\mathfrak{Sin}\frac{b}{n_2}}{\mathfrak{Sin}\frac{l}{n_2}}-n_1^5\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\frac{a}{n_1}\cdot\mathfrak{Sin}\frac{b}{n_1}}{\mathfrak{Sin}\frac{l}{n_1}}\right)\right].$$

Greift das Drehmoment in der Mitte des Trägers an, so wird mit $a=b=\frac{l}{2}$ und $\mathfrak{Sin}\frac{l}{n}=2\cdot\mathfrak{Sin}\frac{1}{2}\frac{l}{n}\cdot\mathfrak{Cof}\frac{1}{2}\frac{l}{n}$

$$52)\quad f=\tfrac{1}{2}\frac{M_d}{GJ_d}\cdot\frac{h_0}{2}\left[\frac{l}{2}-\frac{1}{n_2^4-n_1^4}\left(n_2^5\,\mathfrak{Tg}\,\tfrac{1}{2}\frac{l}{n_2}-n_1^5\cdot\mathfrak{Tg}\,\tfrac{1}{2}\frac{l}{n_1}\right)\right].$$

2. Zahlenbeispiel. Ein I-NP. 30 von $l = 4{,}0$ m Stützweite wird am oberen Flansch in der Mitte der Stützweite durch eine horizontale Kraft $P = 0{,}5$ t belastet. Es soll die dadurch hervorgerufene Beanspruchung ermittelt werden.

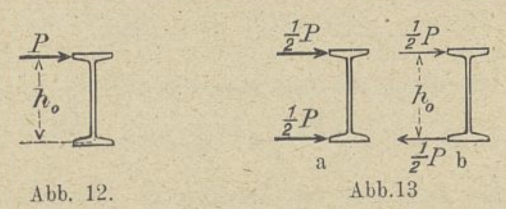


Abb. 12. Abb. 13

Der in Abb. 12 angegebene Belastungsfall kann in die beiden in Abb. 13a und b dargestellten Belastungsfälle zerlegt werden, von denen der erstere in jedem Flansch ein Biegungsmoment $M_1 = \frac{P}{2} \cdot \frac{l}{4} = \frac{P \cdot l}{8}$ verursacht, während der letztere ein Drehmoment $M_d = \frac{P}{2} \cdot h_0$ hervorruft, dessen Einfluß auf das Biegungsmoment nach Gleichung 49) zu bestimmen ist. Wie im vorigen Zahlenbeispiel ist wieder

$$n_1 = 18{,}04, \qquad n_2 = 69{,}09,$$

$$\tfrac{1}{2}\frac{l}{n_1} = 11{,}085, \qquad \tfrac{1}{2}\frac{l}{n_2} = 2{,}895,$$

$$\mathfrak{Tg}\,\tfrac{1}{2}\frac{l}{n_1} = \sim 1{,}0 \text{ und } \mathfrak{Tg}\,\tfrac{1}{2}\frac{l}{n_2} = 0{,}9939.$$

Mit diesen Werten wird nach Gleichung 49)

$$M_2 = 2{,}55 \frac{M_d}{2}.$$

Für $l = \infty$ würde sich nach Gleichung 50) der nur um 0,67 vH. größere Wert $M_2 = 2{,}567 \frac{M_d}{2}$ ergeben.

Würde man am Angriffspunkt des Drehmomentes den Steg durch aufgenietete Winkeleisen versteifen, so könnte man die im ersten Beispiel für den eingespannten Freiträger abgeleiteten Formeln anwenden, indem man für M_d das halbe Drehmoment und für die Trägerlänge l die halbe Stützweite einführt.

Man würde dann die im vorigen Beispiel ermittelten Zahlenwerte $M_2 = 2{,}452 \frac{M_d}{2}$ für $l = 2{,}0$ m und

$$M_2 = 2{,}467 \frac{M_d}{2} \text{ für } l = \infty$$

erhalten, die sich nur wenig von den oben ermittelten Werten unterscheiden.

Für $P = 0{,}5$ t wird $M_1 = \frac{P}{2} \cdot \frac{l}{4} = \frac{0{,}5 \cdot 400}{8} = 25$ cm/t,

ferner $M_d = P \cdot \frac{h_0}{2} = 0{,}5 \cdot \frac{28{,}38}{2} = 7{,}095$ cm/t

und $M_2 = 2{,}55 \frac{M_d}{2} = 9{,}05$ cm/t,

mithin $M_{\max} = M_1 + M_2 = 25 + 9{,}05 = 34{,}05$ cm/t

und die Beanspruchung $\sigma = \frac{34050}{36{,}1} = 944$ kg/qcm.

Das häufig angewendete Verfahren, die Kraft P nur durch die Biegungsfestigkeit des direkt belasteten Flanches aufnehmen zu lassen, würde ein Moment

$$M = \frac{0{,}5 \cdot 400}{4} = 50 \text{ cmt}$$

und eine Beanspruchung $\sigma = \frac{50\,000}{36{,}1} = 1385$ kg/qcm ergeben.

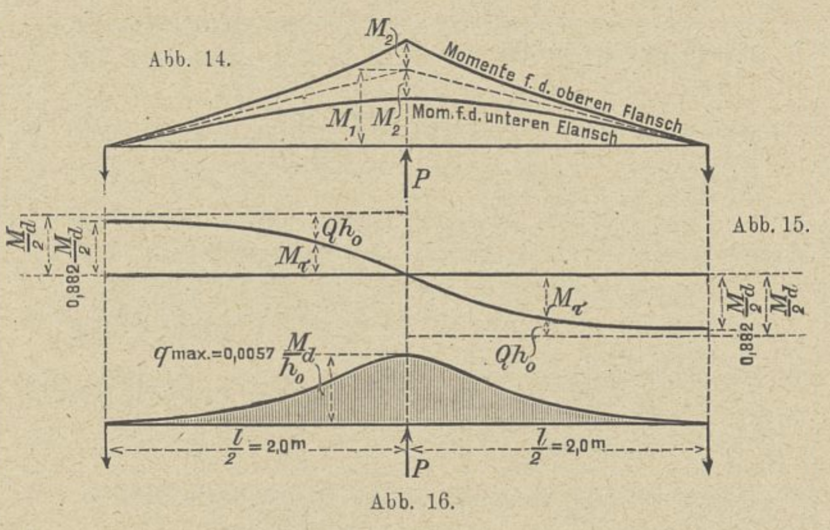


Abb. 16.

In den Abb. 14 und 15 sind die nach den Gleichungen 47) und 48) ermittelten Linien der Biegungsmomente und Torsionsmomente aufgetragen. Abb. 16 zeigt die durch Differenzieren der Gleichung 48) erhaltene Belastungsfläche der Flansche $\left(q = \frac{dQ}{dx}\right)$.

Das größte Torsionsmoment ist für $x = 0$

$$M_\tau = 0{,}882 \cdot \frac{M_d}{2} = 0{,}882 \cdot \frac{7{,}095}{2} = 3{,}13 \text{ cmt},$$

mithin die größte Drehungsschubspannung

$$\tau = \frac{3130}{46{,}3} \cdot 1{,}62 = 109{,}5 \text{ kg/qcm}.$$

Es wäre noch festzustellen, welchen Größtwert die Biegungsspannung des Steges erreicht. Nach der Abb. 16 ist für $x = \frac{l}{2}$ der größte Wert $q_{\max} = 0{,}0057 \cdot \frac{M_d}{h_0} = 0{,}0057 \cdot \frac{7095}{28{,}38}$ $= 1{,}425$ kg/cm, mithin das Biegungsmoment des Steges

$$M = q \cdot \frac{h'}{2} = 1{,}425 \cdot \frac{25{,}88}{2} = 18{,}45 \text{ cm/kg}.$$

Mit $W = \frac{d^2}{6} = \frac{1{,}08^2}{6} = 0{,}194$ wird $\sigma = \frac{18{,}45}{0{,}194} = 95{,}2$ kg/qcm.

Greift die Kraft P nicht in der Mitte der Stützweite an, sondern beispielsweise im Abstande $\frac{1}{4}l$ vom Auflager, so ergibt sich für den Flansch der aus dem Drehmoment resultierende Anteil des Biegungsmomentes aus Gleichung 42) mit $a = 100$ cm und $b = 300$ cm zu

$$M_2 = 1{,}212 \cdot M_d,$$

während für den Angriff der Last in der Mitte

$$M_2 = 2{,}55 \cdot \frac{M_d}{2} = 1{,}275 \cdot M_d$$

gefunden wurde.

Die entsprechenden Querkräfte beiderseits der Last sind nach Gleichung 45) und 46)

$$Q_{\max} = 0{,}47 \cdot \frac{M_d}{h_0} \text{ und}$$

$$Q'_{\max} = 0{,}53 \cdot \frac{M_d}{h_0},$$

woraus sich das Torsionsmoment

$$M_\tau = M_d \cdot \frac{a}{l} - Q_{\max} \cdot h_0 = M_d(0{,}25 - 0{,}47) = -0{,}22 \cdot M_d$$

ergibt. Denselben Wert mit entgegengesetztem Vorzeichen erhält man aus

$$M'_\tau = M_d \cdot \frac{b}{l} - Q'_{\max} \cdot h_0 = M_d(0{,}75 - 0{,}53) = +0{,}22 \cdot M_d.$$

Nach der für größere Trägerlängen abgeleiteten Annäherungsformel würde sich

$$M_r = M_d \cdot \frac{\frac{l}{2} - a}{l} = M_d \cdot \frac{200 - 100}{400} = 0{,}25 \cdot M_d$$

ergeben.

Es möge noch untersucht werden, welchen Einfluß die Nachgiebigkeit des Steges auf das Endergebnis hat. Vergrößert man z. B. in den Formeln 15) und 16) μ im Sinne einer größeren Nachgiebigkeit wie im vorigen Beispiel auf den doppelten Wert, so wird wie früher

$n_1 = 26{,}6$ und $n_2 = 66{,}27$ und nach Gleichung 49)

$$M_2 = 2{,}59 \cdot \frac{M}{2},$$

mithin nur 1,57 vH. größer als der entsprechende Wert

$$M_2 = 2{,}55 \cdot \frac{M_d}{2}.$$

Verringert man die Nachgiebigkeit des Steges bis zur vollständigen Biegungslosigkeit, so wird mit $\mu = 0$, $n_1 = 0$ und $n_2 = \frac{h_0}{2}\sqrt{2\psi}$, womit die Gleichung 49) übergeht in

$$53) \qquad M_{\max} = \tfrac{1}{2}\frac{M_d}{h_0} \cdot n_2 \cdot \mathfrak{Tg}\,\tfrac{1}{2}\frac{l}{n_2}.$$

Beachtet man, daß $\frac{1}{2} M_d$ der durch die eine Trägerhälfte aufgenommene Anteil des Drehmomentes und $\frac{1}{2} l$ die Länge einer Trägerhälfte ist, so erkennt man, daß diese Gleichung mit der für den eingespannten Träger abgeleiteten Gleichung 34) übereinstimmt.

Für größere Trägerlängen geht die Gleichung 53) wegen $\mathfrak{Tg}\frac{1}{2}\frac{l}{n_2} = \sim 1$ über in $M_{\max} = \frac{1}{2}\frac{M_d}{h_0} \cdot n_2$, wofür mit Bezug auf Gleichung 35) und 36)

$$M_{\max} = 0{,}4035\, M_d \cdot \sqrt{\frac{J_y}{J_d}}$$

geschrieben werden kann.

Die aus diesen Gleichungen im vorigen Beispiel ermittelten Werte

$$M_{\max} = 2{,}498 \cdot \frac{M_d}{2} \quad \text{für } \tfrac{1}{2} l = 2{,}0 \text{ m}$$

und

$$M_{\max} = 2{,}516 \cdot \frac{M_d}{2} \quad \text{für } l = \infty$$

weichen nur wenig von den genaueren Werten

$$M_2 = 2{,}55 \cdot \frac{M_d}{2} \quad \text{bzw.} \quad M_2 = 2{,}567 \cdot \frac{M_d}{2}$$

ab, so daß auch hier die Formeln als Annäherungswerte gelten können.

Da der genauere Wert etwa 2 % größer ist, ist es zweckmäßig, den Faktor 0,4035 auf 0,41 zu erhöhen, womit die Näherungsformel übergeht in

$$54) \qquad M_{\max} = 0{,}41\, M_d \cdot \sqrt{\frac{J_y}{J_d}}.$$

Diese Formel liefert für obiges Beispiel den Wert

$$M_{\max} = 0{,}41\, M_d \cdot \sqrt{\frac{451}{46{,}3}} = 1{,}28\, M_d,$$

wärend der genauere Wert

$$M_{\max} = 2{,}55 \cdot \frac{M_d}{2} = 1{,}275\, M_d$$

beträgt.

Die in der Praxis üblichen Stützweiten sind meist so groß, daß man sich bei dem in Abb. 1 dargestellten Belastungsfalle fast immer auf die Anwendung der von der Stützweite unabhängigen Formel 54) beschränken kann, wobei es außerdem noch gleichgültig ist, an welcher Stelle das Drehmoment angreift, vorausgesetzt, daß der Abstand desselben vom Auflager nicht viel kleiner als etwa $5h$ ist. Es sei noch bemerkt, daß bei allen I-Normalprofilen die nach Formel 54) ermittelten Verhältnisse $M_{\max} : M_d$ annähernd übereinstimmen und daher nur wenig von dem in vorliegendem Falle für das I-N.P.30 ermittelten Wert 1,28 abweichen.

Die Durchbiegung der Rahmenträger.

Von E. Elwitz.

Unter vorstehender Überschrift ist in Heft 10/12 des Jahrganges 1916, S. 677 dieser Zeitschrift die Durchbiegung von Rahmenträgern mit parallelen Gurtungen behandelt worden. Es möge hier die Untersuchung für den Träger mit Vieleckgurtungen, den Rahmen-Vieleckträger (Abb. 1), fortgesetzt werden. Die Gründe zur Vornahme derartiger

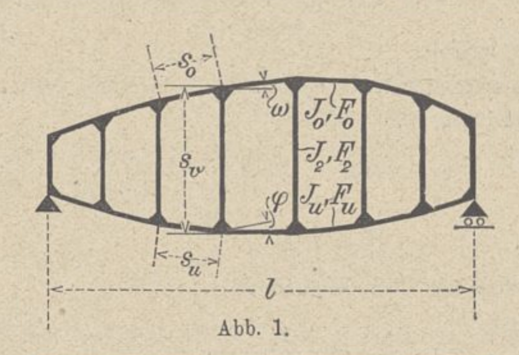


Abb. 1.

Untersuchungen sind zu Beginn des erwähnten Aufsatzes dargelegt worden. Kurz wiederholt sind es folgende: Das Ziehen von Rückschlüssen aus dem Vergleich der theoretisch berechneten mit der wirklich beobachteten Durchbiegung auf Güte und Eigenschaften des Baustoffs und auf eine etwaige Überbeanspruchung des Bauwerks; die Berechnung des Elastizitätsmaßes von Stein- und Betonbauten; die Verwendung der Durchbiegungsformeln zur Ermittlung der Knickkraft von Rahmenstäben.

I. Beliebig gestalteter Vieleckträger unter beliebiger Belastung.

Beim beliebig gestalteten Vieleckträger mit senkrechten Pfosten (Abb. 1) liegen unter Voraussetzung unendlich starrer Pfosten ($J_2 = \infty$) die Momenten-Nullpunkte W_o des Obergurts und W_u des Untergurts (vgl. Abb. 2) auf einer Parallelen zur Pfostensenkrechten durch den Schwerpunkt des

Feldtrapezes, auf der „Feldschwerlinie.“[1]) Mit den Bezeichnungen der Abb. 2 ist die Lage von W_o und W_u somit gegeben durch

$$(1)\quad \frac{i}{k}=\frac{h'+2h''}{2h'+h''};\quad i=a\frac{h'+2h''}{3(h'+h'')};\quad k=a\frac{2h'+h''}{3(h'+h'')}.$$

Sodann ist das Verhältnis vom Stabmoment M_o des Obergurts zum Stabmoment M_u des Untergurts für alle senkrechten Schnitte gleich groß und hat den Wert

$$(2)\quad \frac{M_o}{M_u}=\frac{J_o\cdot\cos\omega}{J_u\cdot\cos\varphi}.$$

Dabei bedeuten J_o das Trägheitsmoment des Obergurts und J_u das des Untergurts; ω und φ die Neigungen dieser Stäbe gegen die Wagerechte. Das Vorzeichen von ω ist positiv bei steigender Richtung des Obergurts und von φ bei fallender Richtung des Untergurts; in entgegengesetztem Falle ist es negativ anzusetzen.

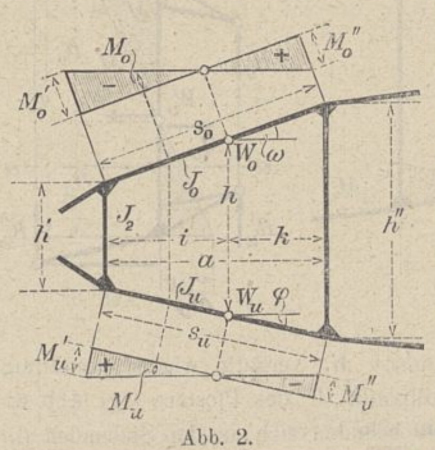


Abb. 2.

Wie Engeßer für den Rahmenträger mit parallelen Gurtungen (vgl. den angezogenen Aufsatz) nachgewiesen hat, ist die Annahme unendlich starrer Pfosten zulässig, so lange die Pfostenquerschnitte nicht wesentlich schwächer als die Gurtquerschnitte sind. Durch die gemachte Voraussetzung eines unendlich großen Trägheitsmoments der Pfosten ($J_2=\infty$) werden nur geringe Abweichungen von den genau ermittelten inneren Kräften bedingt, die praktisch nicht ins Gewicht fallen. Hat aber die Annahme unendlich starrer Pfosten für den Parallelträger Geltung, dann kann sie erst recht für den Träger mit Vieleckgurtungen gemacht werden. Denn während beim Parallelträger die gesamte äußere Querkraft Q von der Steifigkeit der Einzelstäbe aufzunehmen ist und die Biegungs-Formänderung bedingt, auf Grund deren die Lage der Momenten-Nullpunkte in den Stäben ermittelt wird, geschieht dies beim Vieleckträger nur mit einem Teile der äußeren Querkraft; der andere Teil wird in Stablängskräfte umgesetzt.

Nachdem die Wendepunkte W_o und W_u der Gurte durch Gl. (1) festgelegt sind und der Momenten-Nullpunkt W_v der Pfosten sich aus Gl. (2) (vgl. die spätere Gl. 14) leicht ermitteln läßt, können alle Stabachskräfte S, Stabmomente M und Stabquerkräfte Q auf statischem Wege hergeleitet werden.

1. Stabachskräfte. Die im Momenten-Nullpunkt der Gurte angreifenden beiden Kräfte, Stabachskraft S und Stabquerkraft Q, lassen sich zu einer Mittelkraft vereinigen und letztere wieder in zwei Seitenkräfte zerlegen, von denen die eine ($\mathfrak{O}$ oder $\mathfrak{U}$) wieder mit der Stabachse zusammenfällt, während die andere (R_o, R_u) die Richtung der Pfostensenkrechten hat; also für den Obergurt $[O+Q_o]=[O+R_o]$ und für den Untergurt $[U+Q_u]=[\mathfrak{U}+R_u]$. Die Seitenkräfte R_o und R_u parallel zur Pfostensenkrechten fallen in eine Gerade und vereinigen sich zu ihrer Mittelkraft $R=R_o+R_u$. Die Grundkräfte $\mathfrak{O}$ und R_o, $\mathfrak{U}$ und R_u, woraus O und Q_o; U und Q_u folgen, ergeben sich wie folgt.

Es bedeuten $\mathfrak{M}_0$ das Biegungsmoment der äußeren Kräfte um den Gegenpunkt G_o des Obergurts (= Wendepunkt W_u, vgl. Abb. 3) und $\mathfrak{M}_u$ das Biegungsmoment um den Gegenpunkt G_u des Untergurts (= Wendepunkt W_o); für senkrechte Belastung ist $\mathfrak{M}_0=\mathfrak{M}_u=\mathfrak{M}$. Weiter sei $\mathfrak{Q}$ die äußere Querkraft, d. i. die geometrische Summe aller links von der Feldschwerlinie gelegenen lotrechten Angriffskräfte; sie hat, weil die Lasten K laut Voraussetzung nur in den Knoten angreifen, für jedes Feld einen unveränderlichen Wert. Bezeichnet noch h die Trägerhöhe in der Feldschwerlinie, dann wird den durch die Biegungsmomente $\mathfrak{M}$ und durch die Querkraft $\mathfrak{Q}$ zum Ausdruck kommenden äußeren Kräften die Wage gehalten von den Gurtachskraft-Anteilen $\mathfrak{O}$, $\mathfrak{U}$ und von einer durch die Wendepunkte W_o-W_u hindurchgehenden Kraft R, der „Wandquerkraft“. Die Größen von O, $\mathfrak{U}$ und R betragen

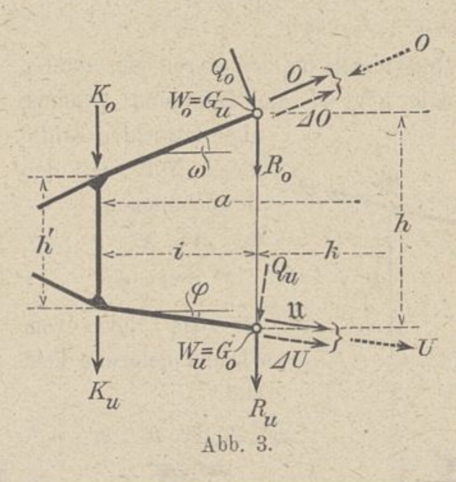


Abb. 3.

$$(3)\quad O=-\frac{\mathfrak{M}_o}{h\cdot\cos\omega};\quad \mathfrak{U}=\frac{\mathfrak{M}_u}{h\cdot\cos\varphi};\quad +=\text{Zug};\quad -=\text{Druck};$$

$$(4)\quad R=\mathfrak{Q}-\frac{\mathfrak{M}_o\cdot tg\,\omega+\mathfrak{M}_u\cdot\operatorname{tg}\varphi}{h}.$$

Die Kräfte $\mathfrak{O}$ und $\mathfrak{U}$ ergeben sich sehr einfach aus dem Gleichgewicht aller Kräfte um die Gegenpunkte G_o und G_u, während Gl. (4) die Bedingung darstellt „Summe aller senkrechten Kräfte in der Feldschwerlinie gleich Null“.

Nach Gl. (2) ist das Verhältnis des Stabmoments M_o im Obergurt zum Stabmoment M_u im Untergurt für alle senkrechten Schnitte gleich groß und beträgt $M_o:M_u=J_o\cdot\cos\omega:J_u\cdot\cos\varphi$, woraus sich mit $R_o+R_u=R$ die Verteilung der Wandquerkraft R auf Ober- und Untergurt ergibt zu

$$(5)\quad \begin{cases} R_o=\dfrac{J_o\cdot\cos\omega}{J_o\cdot\cos\omega+J_u\cdot\cos\varphi}\cdot R=v_o\cdot R;\\[2ex] R_u=\dfrac{J_u\cdot\cos\varphi}{J_o\cdot\cos\omega+J_u\cdot\cos\varphi}\cdot R=v_u\cdot R.\end{cases}$$

Die Größen

$$v_o=\frac{J_o\cdot\cos\omega}{J_o\cdot\cos\omega+J_u\cdot\cos\varphi}\ \text{und}\ v_u=\frac{J_u\cdot\cos\varphi}{J_o\cdot\cos\omega+J_u\cdot\cos\varphi}$$

heißen die „Verteilungsbeiwerte“ und sind nur von den gegebenen Querschnittabmessungen und den Richtungen der Gurtstäbe abhängig, also bekannt.

Werden die Kräfte R_o und R_u nun in Seitenkräfte längs ($\triangle O$, $\triangle U$) und quer (Q_o, Q_u) zu den Gurtachsen zerlegt, dann sind die ersteren ($\triangle O$, $\triangle U$) die zweiten Anteile der Gurtstabkräfte

$$\triangle O=-v_o\cdot R\cdot\sin\omega;\quad \triangle U=v_u\cdot R\cdot\sin\varphi;$$

1) Vgl. Engeßer, „Die Berechnung der Rahmenträger“ in der „Zeitschrift für Bauwesen“, Jahrgang 1913, S. 343 f.

und es betragen die endgültigen Gurtachskräfte

$$O=\mathfrak{O}+\triangle O=\mathfrak{O}-v_o R\sin\omega;$$
$$U=\mathfrak{U}+\triangle U=\mathfrak{U}+v_u R\sin\varphi$$

oder mit Rücksicht auf die Gl. (3), (4) und (5)

$$(6)\quad O=-\left[\frac{\mathfrak{M}_o}{h\cdot\cos\omega}+\left(\mathfrak{Q}-\frac{\mathfrak{M}_o\cdot\operatorname{tg}\omega+\mathfrak{M}_u\cdot\operatorname{tg}\varphi}{h}\right)\cdot\frac{J_o\cdot\cos\omega}{J_o\cdot\cos\omega+J_u\cdot\cos\varphi}\sin\omega\right];$$

$$(7)\quad U=\frac{\mathfrak{M}_u}{h\cdot\cos\varphi}+\left(\mathfrak{Q}-\frac{\mathfrak{M}_o\cdot\operatorname{tg}\omega+\mathfrak{M}_u\cdot\operatorname{tg}\varphi}{h}\right)\cdot\frac{J_u\cdot\cos\varphi}{J_o\cdot\cos\omega+J_u\cdot\cos\varphi}\sin\varphi.$$

Macht man einen Rundschnitt um den oberen oder unteren Knotenpunkt (Abb. 4), dann folgt aus der Bedingung: „Summe aller lotrechten Kräfte gleich Null" mit den Bezeichnungen

$\mathfrak{O}'$, $\mathfrak{U}'$, R', v_o', v_u', ω', φ'

für das links vom Pfosten gelegene Feld und

$\mathfrak{O}''$, $\mathfrak{U}''$, R'', v_o'', v_u'', ω'', φ''

für das rechts vom Pfosten gelegene Feld die Pfostenachskraft V zu

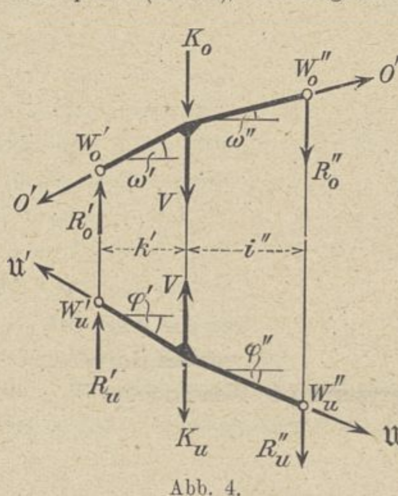


Abb. 4.

$$(8)\quad\begin{cases}V=-[K_o+\mathfrak{O}'\sin\omega'-\mathfrak{O}''\sin\omega''-v_o'R'+v_o''R'']\\ \text{oder}\\ V=[K_u-\mathfrak{U}'\sin\varphi'+\mathfrak{U}''\sin\varphi''-v_u'R'+v_u''R''].\end{cases}$$

Beim Endständer ist kein Feld links vom Pfosten vorhanden; hier werden die mit einem Strich näher bezeichneten Glieder in vorstehender Formel gleich Null. Die Kraft K_u wird gleich der Trägerauflagerkraft $\mathfrak{A}-K_u$ mit einem K_u entgegengesetzten Vorzeichen; also

$$(8a)\qquad V_o=-\mathfrak{A}+K_u+\mathfrak{U}\sin\varphi+v_u R.$$

Die Pfostenachskräfte sind mit Ausnahme derjenigen beim Endständer im allgemeinen klein; ihr Einfluß auf die Durchbiegung kann fast immer vernachlässigt werden.

2. Stabmomente. In einem beliebigen Querschnitt ζ (vgl. Abb. 5) betragen die Stabmomente des Ober- und Untergurts $M_o=R_o\cdot\zeta=v_o R\cdot\zeta$; $M_u=-R_u\cdot\zeta=-v_u R\cdot\zeta$.

Der Verlauf des Moments über den Gurtstab wird von einer Geraden dargestellt, die durch den Nullpunkt (G_o, G_u) hindurchgeht. Die Größtmomente treten in den Knoten auf, sind von entgegengesetztem Vorzeichen (vgl. Abb. 5) und haben die Größe beim Obergurt

$$(9)\quad\begin{cases}M_o'=-(v_o R)\cdot i=-\left(\mathfrak{Q}-\dfrac{\mathfrak{M}_o\cdot\operatorname{tg}\omega+\mathfrak{M}_u\cdot\operatorname{tg}\varphi}{h}\right)\cdot\dfrac{J_o\cdot\cos\omega}{J_o\cdot\cos\omega+J_u\cdot\cos\varphi}\cdot i;\\ M_o''=(v_o R)\cdot k=\left(\mathfrak{Q}-\dfrac{\mathfrak{M}_o\cdot\operatorname{tg}\omega+\mathfrak{M}_u\cdot\operatorname{tg}\varphi}{h}\right)\cdot\dfrac{J_o\cdot\cos\omega}{J_o\cdot\cos\omega+J_u\cdot\cos\varphi}\cdot k;\end{cases}$$

beim Untergurt

$$(10)\quad\begin{cases}M_u'=(v_u R)\cdot i=\left(\mathfrak{Q}-\dfrac{\mathfrak{M}_o\cdot\operatorname{tg}\omega+\mathfrak{M}_u\cdot\operatorname{tg}\varphi}{h}\right)\cdot\dfrac{J_u\cdot\cos\varphi}{J_o\cdot\cos\omega+J_u\cdot\cos\varphi}\cdot i;\\ M_u''=-(v_u R)\cdot k=-\left(\mathfrak{Q}-\dfrac{\mathfrak{M}_o\cdot\operatorname{tg}\omega+\mathfrak{M}_u\cdot\operatorname{tg}\varphi}{h}\right)\cdot\dfrac{J_u\cdot\cos\varphi}{J_o\cdot\cos\omega+J_u\cdot\cos\varphi}\cdot k.\end{cases}$$

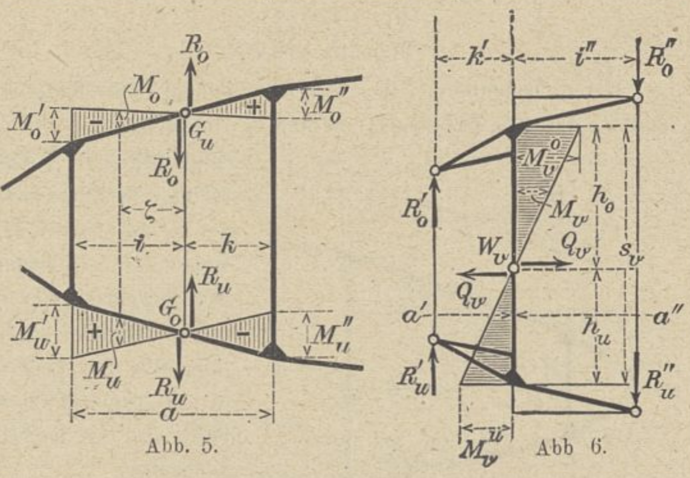


Abb. 5. Abb 6.

Das Pfostenmoment M_v verläuft wieder geradlinig durch den Momentennullpunkt W_v des Pfostens (vgl. Abb. 6). Die Momentengrößtwerte befinden sich an den Stabenden (in den Knoten), M_v^o am oberen und M_v^u am unteren Ende. Sie sind von entgegengesetztem Vorzeichen. Ihre Größe ergibt sich aus dem Gleichgewicht der Knotenmomente. Gelten wieder R', v_o', v_u', k' für das links und R'', v_o'', v_u'', i'' für das rechts vom Pfosten gelegene Feld, dann beträgt das Größtmoment am oberen Pfostenende

$$(11)\qquad M_v^o=v_o'R'\cdot k'+v_o''R''\cdot i''$$

und das Größtmoment am unteren Pfostenende

$$(12)\qquad M_v^u=v_u'R'\cdot k'+v_u''R''\cdot i''.$$

Die Lage des Momentennullpunktes W_v beim Pfosten ergibt sich aus

$$(13)\qquad \frac{h_o}{h_u}=\frac{M_v^o}{M_v^u}=\frac{v_o'R'\cdot k'+v_o''R''\cdot i''}{v_u'R'\cdot k'+v_u''R''\cdot i''}.$$

Während die Lage der Wendepunkte W_o und W_u in den Gurten von der Belastung unabhängig ist (vgl. Gl. 1), ist dies bei den Pfosten (vgl. Gl. 13) streng genommen nicht mehr der Fall. Nur wenn die Bedingung $v_o'=v_o''$ ($v_u'=v_u''$) oder $v_o':v_u'=v_o'':v_u''$, d. h. wenn die Bedingung

$$\frac{J_o'\cdot\cos\omega'}{J_u'\cdot\cos\varphi'}=\frac{J_o''\cdot\cos\omega''}{J_u''\cdot\cos\varphi''}$$

erfüllt ist, hat W_v eine unveränderliche Lage. Indessen wird im allgemeinen das Verhältnis $v_o:v_u$ für zwei benachbarte Felder nur sehr wenig voneinander abweichen, so daß man den Momenten-Nullpunkt W_v für alle Belastungen als unveränderlich ansehen und genügend genau setzen kann.

$$(14)\qquad \frac{h_o}{h_u}=\frac{J_o'\cdot\cos\omega'+J_o''\cdot\cos\omega''}{J_u'\cdot\cos\varphi'+J_u''\cdot\cos\varphi''},$$

woraus mit $h_o+h_u=$ Pfostenlänge s_v folgt

$$(15)\quad\begin{cases}h_o=s_v\dfrac{1}{1+h_u:h_o},\\ h_u=s_v\dfrac{1}{1+h_o:h_u}.\end{cases}$$

Für den Endpfosten gehen die vorstehenden Gleichungen (11) bis (14) mit für das Endfeld gültigen v_o, v_u, R, i über in

(11a) $M_v^o = v_o R \cdot i$; (12a) $M_v^u = v_u R \cdot i$;

(14a) $\frac{h_o}{h_u} = \frac{v_o}{v_u} = \frac{J_o \cdot \cos\omega}{J_u \cdot \cos\varphi}$.

Die Gleichung (15) ändert sich beim Endpfosten nicht.

3. Stabquerkräfte. Sie sind für den ganzen Stab von unveränderlicher Größe und betragen (vgl. Abb. 3) beim Obergurt:

$$(16)\quad Q_o = v_o R \cdot \cos\omega = \left(\mathfrak{Q} - \frac{\mathfrak{M}_o \cdot \operatorname{tg}\omega + \mathfrak{M}_u \cdot \operatorname{tg}\varphi}{h}\right) \cdot \frac{J_o \cdot \cos\omega}{J_o \cdot \cos\omega + J_u \cdot \cos\varphi} \cdot \cos\omega;$$

beim Untergurt:

$$(17)\quad Q_u = v_u R \cdot \cos\varphi = \left(\mathfrak{Q} - \frac{\mathfrak{M}_o \cdot \operatorname{tg}\omega + \mathfrak{M}_u \cdot \operatorname{tg}\varphi}{h}\right) \cdot \frac{J_u \cdot \cos\varphi}{J_o \cdot \cos\omega + J_u \cdot \cos\varphi} \cdot \cos\varphi;$$

beim Pfosten (vgl. Abb. 6):

$$(18)\quad Q_v = \frac{M_v^o + M_v^u}{s_v} = \frac{R' \cdot k' + R'' \cdot i''}{s_v} = \sim \frac{(R' + R'')(a' + a'')}{4 s_v}.$$

4. Durchbiegung δ. Nachdem für jede beliebige Belastung die Stabachskräfte S, die Stabmomente M und die Stabquerkräfte Q nach vorstehenden Formeln eindeutig bestimmt werden können, folgt die Durchbiegung δ in einem

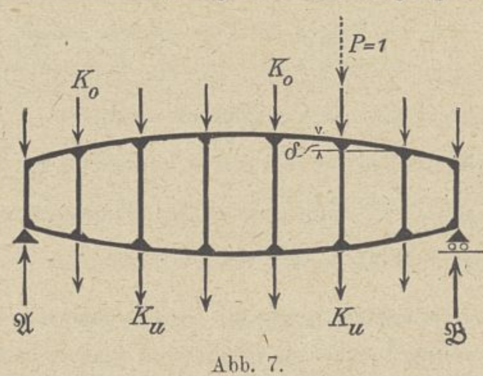


Abb. 7.

beliebigen Knotenpunkt der Ober- oder Untergurtung (vgl. Abb. 7) nach dem Grundgesetz der virtuellen Verschiebungen aus der allgemeinen Gleichung:

$$(19)\quad \delta = \Sigma \frac{S \cdot \mathfrak{s}}{E \cdot F} s + \Sigma \int \frac{M \cdot \mathfrak{m}}{E \cdot J} ds + \Sigma \int \frac{Q \cdot \mathfrak{q} \cdot \beta}{G \cdot F} ds, \text{ worin}$$

S, M, Q die Stabachskräfte, Stabmomente und Stabquerkräfte infolge der vorliegenden Belastung K bedeuten; und

$\mathfrak{s}$, $\mathfrak{m}$, $\mathfrak{q}$ die entsprechenden Kraftwirkungen infolge einer gedachten Belastung $P = 1$, angreifend in demjenigen Knotenpunkte der betreffenden Gurtung, für den die Durchbiegung δ ermittelt werden soll.

Weiter bedeuten F die Querschnittsfläche, J das Trägheitsmoment und s die Länge des jeweiligen Stabes; E das Elastizitätsmaß, G die Schubziffer und β die Beizahl der Querschnittsverschiebung (z. B. für Rechteckquerschnitte $\beta = 1{,}2$). Das Summenzeichen Σ erstreckt sich auf alle Stäbe des Rahmenträgers, das $\int$-Zeichen über die ganze Stablänge.

Die Durchbiegung der anderen Gurtung auf der gleichen Lotrechten ist nur wenig von dem ermittelten δ verschieden, und zwar um die elastische Längenänderung des betreffenden Pfostens, die sehr gering ist; sie beträgt $\frac{V}{E \cdot F_2} s_v$.

Die Auswertung des ersten Ausdrucks $\Sigma \frac{S \cdot \mathfrak{s}}{E \cdot F} s$ der Gl. (19) ist sehr leicht und erfolgt durch einfaches Zusammenzählen der Glieder $\frac{S \cdot \mathfrak{s}}{E \cdot F} s$. Unveränderliche Buchstaben können vor das Summenzeichen Σ gezogen werden.

Die Durchführung der Integration in dem zweiten und dritten Glied von Gl. (19) bereitet auch keine Schwierigkeiten. Für den Obergurt beträgt $M = M' \cdot \frac{x}{i}$ und $\mathfrak{m} = \mathfrak{m}' \cdot \frac{x}{i}$ links vom Nullpunkt; $M = M'' \cdot \frac{x}{k}$ und $\mathfrak{m} = \mathfrak{m}'' \cdot \frac{x}{k}$ rechts vom Nullpunkt. Damit wird

$$\int \frac{M \cdot \mathfrak{m}}{E \cdot J_o} ds = \frac{1}{E \cdot J_o} \int_0^i M' \cdot \mathfrak{m}' \cdot \frac{x^2}{i^2} \cdot \frac{dx}{\cos\omega} + \frac{1}{E \cdot J_o} \int_0^k M'' \cdot \mathfrak{m}'' \cdot \frac{x^2}{k^2} \cdot \frac{dx}{\cos\omega}$$
$$= \frac{1}{E \cdot J_o \cdot \cos\omega} \left(M' \cdot \mathfrak{m}' \cdot \frac{i}{3} + M'' \cdot \mathfrak{m}'' \cdot \frac{k}{3}\right).$$

Bezeichnet $\mathfrak{r}$ die Wandquerkraft unter der Belastung $P = 1$ in dem Knotenpunkt, für den die Durchbiegung δ gesucht wird, dann wird mit $M' = -v_o \cdot R \cdot i$, $M'' = v_o \cdot R \cdot k$ und $\mathfrak{m}' = -v_o \cdot \mathfrak{r} \cdot i$, $\mathfrak{m}'' = v_o \cdot \mathfrak{r} \cdot k$ für den Obergurt

$$\int \frac{M \cdot \mathfrak{m}}{E \cdot J_o} ds = \frac{v_o^2 \cdot R \cdot \mathfrak{r}}{3 E \cdot J_o \cdot \cos\omega} (i^3 + k^3).$$

Ebenso erhält man für den Untergurt des gleichen Feldes

$$\int \frac{M \cdot \mathfrak{m}}{E \cdot J_u} ds = \frac{v_u^2 \cdot R \cdot \mathfrak{r}}{3 E \cdot J_u \cdot \cos\varphi} (i^3 + k^3),$$

so daß sich ergibt das Integral der Gurtmomente für beide Stäbe desselben Feldes:

$$(20)\quad \int \frac{M \cdot \mathfrak{m}}{E \cdot J_1} ds = \frac{R \cdot \mathfrak{r}}{3 E} (i^3 + k^3) \left(\frac{v_o^2}{J_o \cdot \cos\omega} + \frac{v_u^2}{J_u \cdot \cos\varphi}\right)$$
$$= \frac{R \cdot \mathfrak{r}}{3 E} (i^3 + k^3) \frac{1}{J_o \cdot \cos\omega + J_u \cdot \cos\varphi}.$$

Bei den Pfosten ist zu setzen $M = Q_v \cdot x$, $\mathfrak{m} = \mathfrak{q}_v \cdot x$, so daß

$$\int \frac{M \cdot \mathfrak{m}}{E \cdot J_2} ds = \frac{1}{E \cdot J_2} \left[\int_0^{h_o} Q_v \cdot \mathfrak{q}_v \cdot x^2 \, dx + \int_0^{h_u} Q_v \cdot \mathfrak{q}_v \cdot x^2 \, dx\right]$$
$$= \frac{1}{3 E \cdot J_2} \cdot Q_v \cdot \mathfrak{q}_v \cdot (h_o^3 + h_u^3).$$

Nach Gl. (18) ist

$$Q_v = \frac{(R' + R'') \cdot (a' + a'')}{4 s_v}, \quad \mathfrak{q}_v = \frac{(\mathfrak{r}' + \mathfrak{r}'') \cdot (a' + a'')}{4 s_v}, \quad \text{womit}$$

$$\int \frac{M \cdot \mathfrak{m}}{E \cdot J_2} ds = \frac{(R' + R'') \cdot (\mathfrak{r}' + \mathfrak{r}'') \cdot (a' + a'')^2}{3 E \cdot J_2 \cdot 16 s_v^2} \cdot (h_o^3 + h_u^3).$$

Für h_o und h_u sind noch die Werte von Gl. (15) einzuführen, so daß man erhält für das Integral der Pfostenmomente

$$(21)\quad \int \frac{M \cdot \mathfrak{m}}{E \cdot J_1} ds = \frac{(R' + R'') \cdot (\mathfrak{r}' + \mathfrak{r}'') \cdot (a' + a'')^2}{48 E \cdot J_2} s_v \frac{1 + (h_o : h_u)^3}{(1 + h_o : h_u)^3}.$$

Beim Endpfosten hat man in vorstehender Gleichung R', $\mathfrak{r}'$, a' gleich Null zu setzen. Der Wert des Verhältnisses $h_o : h_u$ ist aus den Gl. (14) oder (14a) zu entnehmen.

Die Stabquerkräfte betragen beim Obergurt

$$Q_o = v_o \cdot R \cdot \cos\omega, \quad \mathfrak{q} = v_o \cdot \mathfrak{r} \cdot \cos\omega,$$

beim Untergurt

$$Q_u = v_u \cdot R \cdot \cos\varphi, \quad \mathfrak{q}_u = v_u \cdot \mathfrak{r} \cdot \cos\varphi$$

(vgl. Gl. 16 u. 17), so daß das Integral der Gurtquerkräfte des gleichen Feldes (für beide Gurtungen zusammen):

$$(22)\quad \int \frac{Q \cdot \mathfrak{q} \cdot \beta}{F_1 \cdot G} ds = \frac{a \cdot R \cdot \mathfrak{r}}{G} \left(\frac{v_o^2 \cdot \cos\omega}{F_o : \beta} + \frac{v_u^2 \cdot \cos\varphi}{F_u : \beta}\right).$$

Mit $Q_v = \frac{(R' + R'') \cdot (a' + a'')}{4\, s_v}$, $\mathfrak{q}_v = \frac{(\mathfrak{r}' + \mathfrak{r}'') \cdot (a' + a'')}{4\, s_v}$

folgt das Integral der Pfostenquerkraft zu

$$(23)\quad \int \frac{Q \cdot \mathfrak{q} \cdot \beta}{F_2 \cdot G} ds = \frac{\beta}{F_2 \cdot G} (R' + R'') \cdot (\mathfrak{r}' + \mathfrak{r}'') \cdot \frac{(a' + a'')^2}{16\, s_v}.$$

Beim Endpfosten ist wieder R', $\mathfrak{r}'$ und a' gleich Null.

Mit Benutzung der in den Gl. (20) bis (23) ermittelten Ergebnisse geht Gl. (19) nunmehr über in

$$(24)\quad \begin{cases} \delta = \Sigma \frac{S \cdot \mathfrak{S}}{E \cdot F} s + \Sigma \frac{R \cdot \mathfrak{r}}{3E} \cdot \frac{i^3 + k^3}{J_o \cdot \cos\omega + J_u \cdot \cos\varphi} + \\ + \Sigma \frac{(R' + R'') \cdot (\mathfrak{r}' + \mathfrak{r}'') \cdot (a' + a'')^2}{48 \cdot E \cdot J_2} s_v \frac{1 + (h_o : h_u)^3}{(1 + h_o : h_u)^3} + \\ + \Sigma \frac{R \cdot \mathfrak{r} \cdot a}{G} \left(\frac{v_o^2 \cdot \cos\omega}{F_o : \beta} + \frac{v_u^2 \cdot \cos\varphi}{F_u : \beta} \right) + \\ + \Sigma \frac{(R' + R'') \cdot (\mathfrak{r}' + \mathfrak{r}'') \cdot (a' + a'')^2 \cdot \beta}{16 \cdot G \cdot F_2 \cdot s_v}. \end{cases}$$

Das vierte und das fünfte Glied vorstehender Gleichung, die den Einfluß der Stabquerkräfte auf die Durchbiegung δ darstellen, sind von sehr kleiner Größe und können in den gewöhnlichen Fällen der Anwendung stets vernachlässigt werden. Sodann braucht man wegen der Kleinheit der Pfosten-Achskräfte in dem ersten Glied $\Sigma \frac{S \cdot \mathfrak{S}}{E \cdot F} s$ nur die Gurtkräfte O und U berücksichtigen. Die Durchbiegung $\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$ kann also vollkommen hinreichend berechnet werden aus

$$(25)\quad \delta = \Sigma \frac{S \cdot \mathfrak{S}}{E \cdot F_1} s + \Sigma \frac{R \cdot \mathfrak{r}}{3E} \cdot \frac{i^3 + k^3}{J_o \cdot \cos\omega + J_u \cdot \cos\varphi} + \\ + \Sigma \frac{(R' + R'') \cdot (\mathfrak{r}' + \mathfrak{r}'') \cdot (a' + a'')^2}{48 \cdot E \cdot J_2} s_v \frac{1 + (h_o : h_u)^3}{(1 + h_o : h_u)^3}.$$

Das erste Glied $\delta_1 = \Sigma \frac{S \cdot \mathfrak{S}}{E \cdot F_1} s$ bringt den Einfluß der Gurtachskräfte zum Ausdruck; das zweite

$$\delta_2 = \Sigma \frac{R \cdot \mathfrak{r}}{3E} \cdot \frac{i^3 + k^3}{J_o \cdot \cos\omega + J_u \cdot \cos\varphi}$$

den Einfluß der Gurtmomente; und das dritte Glied

$$\delta_3 = \Sigma \frac{(R' + R'') \cdot (\mathfrak{r}' + \mathfrak{r}'') \cdot (a' + a'')^2}{48 \cdot E \cdot J_2} s_v \frac{1 + (h_o : h_u)^3}{(1 + h_o : h_u)^3}$$

den Einfluß der Pfostenmomente.

Nach Gl (25) — im Bedarfsfalle genauer nach Gl. (24) — läßt sich für jede gegebene Belastung die Durchbiegung δ eines bestimmten Knotenpunktes in allgemeinster Weise berechnen. Indessen kann man in den meisten Fällen einfachere Methoden zur Berechnung der Durchbiegung δ anwenden. Insbesondere läßt sich die vollständige Durchbiegungslinie der Anteile δ_1 infolge der Gurtachskräfte auf sehr einfache Weise ermitteln und zwar durch Zurückführung auf die Biegelinie eines Vollwandträgers. Für einige oft vorkommende Beispiele: den Parabel-, Halbparabel-, Dreieck- und Trapezträger mit zwei Symmetrieachsen (vgl. die Abb. 9, 21, 23, 26) soll das einfachere Verfahren nachher benutzt werden.

5. Abweichungen von den gemachten Annahmen. Infolge der Anordnung von Abrundungen oder Abschrägungen an den Knoten und wegen der Breite der Stäbe bleiben die Querschnittsflächen F und die Trägheitsmomente J auf Feldlänge nicht mehr unveränderlich; ihre Werte werden innerhalb der Knoten erheblich vergrößert und bedingen eine Herabsetzung der Durchbiegung. In welcher Weise dieser Einfluß der Knotenausbildung berücksichtigt werden kann, ist bereits beim Parallelträger (vgl. Heft 10/12 Jahrgang 1916 dieser Zeitschrift) gezeigt worden. Im allgemeinen ist es jedoch nicht nötig, auf diese Feinheiten einzugehen; sie können gegen die vernachlässigte Wirkung der Stabquerkräfte wettgeschlagen werden.

Ist der Träger nicht nur in den Knoten, sondern auch dazwischen belastet, dann kann der Einfluß der Zwischenbelastung ähnlich wie beim Parallelträger behandelt werden.

Hat man aus irgendeinem Grunde in einem Fache eine volle Wand eingezogen, geht also dieser Teil des Rahmenträgers in einen Vollwandträger über (Abb. 8), dann tritt folgende Änderung ein. In Gl. (25) sind für das fragliche Fach die Gurtkräfte $O = \mathfrak{O}$ und $U = \mathfrak{U}$ zu setzen und als Querschnittsflächen F_1 der durchgehende Gurtquerschnitt, vermehrt um einen abzuschätzenden Teil der Füllwand, nach Abb. 8a einzuführen. Der Einfluß der Wandquerkraft R ist hier sehr gering und praktisch zu vernachlässigen. In dem vollen Felde fällt also der Einfluß der Gurtmomente und der Pfostenmomente (für die beiden angrenzenden Pfosten) aus; man hat in Gl. (25) nur das erste Glied in Rechnung zu stellen. — Ist der Träger auf eine größere Länge voll ausgebildet, z. B. auf der Strecke x_1 bis x_2, dann tritt auf dieser Strecke an Stelle des ersten Gliedes der Ausdruck $\int_{x_1}^{x_2} \frac{\mathfrak{M} \cdot \mathfrak{m}}{E \cdot J} dx$ und an Stelle des zweiten und dritten zusammen der Ausdruck $\int_{x_1}^{x_2} \frac{\beta \cdot \mathfrak{Q} \cdot \mathfrak{q}}{G \cdot F} dx$, wo J das Gesamtträgheitsmoment und F die Gesamtquerschnittsfläche des Trägers bedeuten.

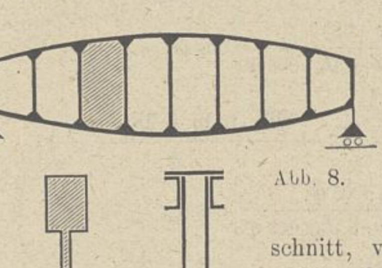


Abb. 8.

Abb. 8a

II. Der Halbparabelträger mit zwei Symmetrieachsen.

Die Felderteilung a sei gleich groß und die Anzahl der Felder gleich n; also die Spannweite $l = n\,a$ (vgl. Abb. 9).

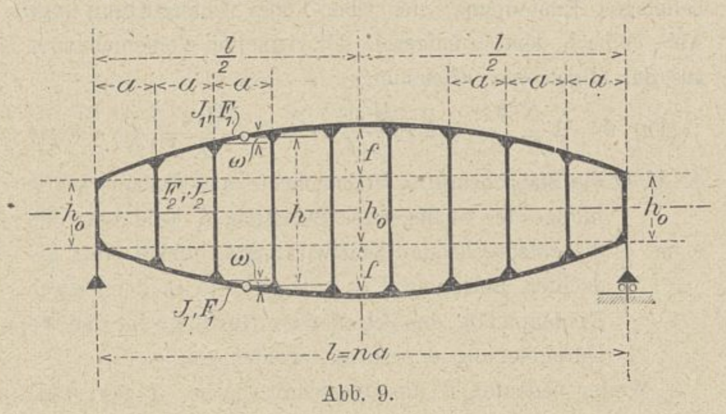


Abb. 9.

Wie beim Parallelträger und auch beim Vieleckträger allgemeinster Gestaltung (vgl. Gl. 25) genügt es vollkommen, nur die folgenden drei Ursachen der Durchbiegung zu berücksichtigen: 1. den Einfluß der Gurtachskräfte; 2. den Einfluß der Gurtmomente; 3. den Einfluß der Pfostenmomente.

1. Durchbiegung infolge der Gurtachskräfte.

Bei gleicher Neigung von Ober- und Untergurt ($\omega = \varphi$) und für senkrechte Belastung ($\mathfrak{M}_o = \mathfrak{M}_u = \mathfrak{M}$) werden die Stabkräfte im Ober- und Untergurt desselben Feldes einander gleich;

$-O = U = S$. Weiter betragen wegen $J_o = J_u = J_1$ die Verteilungsbeiwerte $v_o = v_u = \frac{1}{2}$. Mit diesen Vereinfachungen gehen die Gleichungen (6) und (7), welche die Größe der Gurtachskräfte angeben, über in

$$(26)\quad -O = U = S = \frac{\mathfrak{M}}{h \cdot \cos\omega} + \left(\frac{\mathfrak{Q}}{2} - \mathfrak{M}\frac{\operatorname{tg}\omega}{h}\right)\sin\omega,$$

welche Gleichung sich umformen läßt in

$$(27)\quad S = \frac{\cos\omega}{h}\left[\mathfrak{M} + \frac{\mathfrak{Q}}{2}h \cdot \operatorname{tg}\omega\right] = \frac{\cos\omega}{h} \cdot \overline{\mathfrak{M}}.$$

Aus den bekannten Linien des äußeren Biegungsmoments $\mathfrak{M}$ und der äußeren Querkraft $\mathfrak{Q}$ ist die Linie des Moments $\overline{\mathfrak{M}}$ zusammenzusetzen (vgl. Abb. 10). Die $\mathfrak{M}$-Linie wie die $\mathfrak{Q}$-Linie sind Stufenlinien, deren Stufenlänge gleich der Feld-

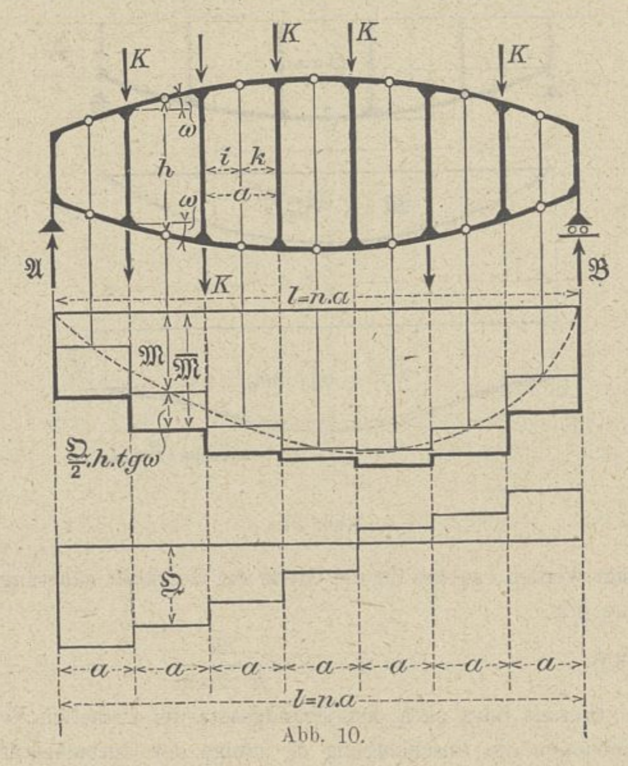


Abb. 10.

weite a und deren Höhen bestimmt sind: bei $\mathfrak{M}$ durch das der Feldschwerlinie entsprechende Biegungsmoment und bei $\mathfrak{Q}$ durch den Angriff der äußeren Lasten in den Knoten. Die $\overline{\mathfrak{M}}$-Linie wird also auch eine Stufenlinie. Aus $S = \overline{\mathfrak{M}}\frac{\cos\omega}{h}$ lassen sich die Gurtachskräfte leicht ermitteln.

Nach dem Grundgesetz der virtuellen Verschiebungen beträgt die Durchbiegung δ_1 infolge der Gurtachskräfte mit bekannter Bezeichnungsweise

$$(28)\quad \delta_1 = \Sigma \frac{S \cdot \mathfrak{s}}{E \cdot F_1} s.$$

Mit den Werten S und $\mathfrak{s}$, entsprechend der Gl. (27),

$$S = \frac{\cos\omega}{h}\left[\mathfrak{M} + \frac{\mathfrak{Q}}{2}h \operatorname{tg}\omega\right],$$

$$\mathfrak{s} = \frac{\cos\omega}{h}\left[\mathfrak{m} + \frac{\mathfrak{q}}{2}h \operatorname{tg}\omega\right]$$

geht Gl. (28) über in

$$(29)\quad \begin{cases} \delta_1 = \Sigma \frac{s \cdot \cos^2\omega}{h^2 \cdot E \cdot F_1}\left(\mathfrak{M} + \frac{\mathfrak{Q}}{2}h \operatorname{tg}\omega\right)\cdot\left(\mathfrak{m} + \frac{\mathfrak{q}}{2}h \operatorname{tg}\omega\right) = \\ = \Sigma \frac{a \cdot \cos\omega}{h^2 \cdot E \cdot F_1}\left(\mathfrak{M} + \frac{\mathfrak{Q}}{2}h \operatorname{tg}\omega\right)\cdot \mathfrak{m} + \\ + \Sigma \frac{a \cdot \sin\omega}{2\,h \cdot E \cdot F_1}\left(\mathfrak{M} + \frac{\mathfrak{Q}}{2}h \cdot \operatorname{tg}\omega\right)\cdot \mathfrak{q} = \\ = \sum_0^l \varrho' \cdot \mathfrak{m} + \sum_0^l \varrho'' \cdot \mathfrak{q} = \delta_1' + \delta_1''. \end{cases}$$

Die Durchbiegung δ_1 besteht hiernach aus zwei Teilen δ_1' und δ_1''. Faßt man die Ausdrücke

$$\varrho' = 2\frac{a \cdot \cos\omega}{h^2 \cdot E \cdot F_1}\left(\mathfrak{M} + \frac{\mathfrak{Q}}{2}h \cdot \operatorname{tg}\omega\right) = 2\frac{a \cdot \cos\omega}{h^2 \cdot E \cdot F_1} \cdot \overline{\mathfrak{M}} \quad \text{und}$$

$$\varrho'' = \frac{a \cdot \sin\omega}{h \cdot E \cdot F_1}\left(\mathfrak{M} + \frac{\mathfrak{Q}}{2}h \cdot \operatorname{tg}\omega\right) = \frac{a \cdot \sin\omega}{h \cdot E \cdot F_1} \cdot \overline{\mathfrak{M}}$$

als gedachte Kräfte auf, dann lassen sich die Linien der Teildurchbiegungen δ_1' und δ_1'' sehr einfach verzeichnen. Durch die Hinzufügung des Faktors 2 in den Ausdrücken für ϱ ist der Einfluß beider Gurte zusammengefaßt.

Die Kraft $P = 1$ im Abstande c vom linken, b vom rechten Trägerauflager, d. h. im Orte der Durchbiegung δ_1, ruft in einer beliebigen Feldschwerlinie links von $P = 1$ ein Moment $\mathfrak{m}$ hervor

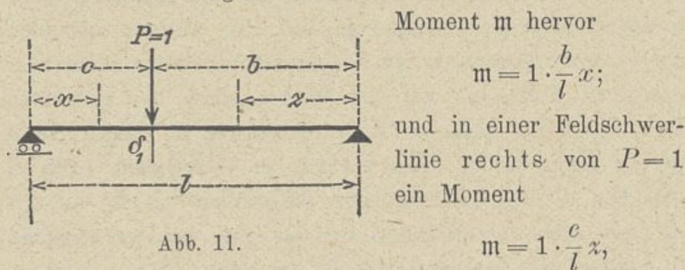


Abb. 11.

$$\mathfrak{m} = 1 \cdot \frac{b}{l} x;$$

und in einer Feldschwerlinie rechts von $P = 1$ ein Moment

$$\mathfrak{m} = 1 \cdot \frac{c}{l} z,$$

wo x und z die Lagen der jeweiligen Feldschwerlinien angeben (vgl. Abb. 11). Nach Einführung der eben ermittelten Werte von $\mathfrak{m}$ in Gl. (29) folgt die Durchbiegung δ_1' zu

$$(30)\quad \delta_1' = \frac{b}{l}\sum_0^c \varrho' \cdot x + \frac{c}{l}\sum_b^l \varrho' \cdot z.$$

Aus vorstehender Gleichung erkennt man, daß die Linie der Teildurchbiegungen δ_1' als Seillinie der Kräfte ϱ' angesehen werden kann, deren Polentfernung $O = 1$ ist (vgl. Abb. 12). Weil die Momente $\mathfrak{m}$ für die Feldschwerlinien gelten, greifen die gedachten Kräfte ϱ' in diesen an. Wählt man die Polentfernung O kleiner als 1, dann ergeben sich die Höhen der Seillinie entsprechend größer; wegen der Kleinheit der Durchbiegungen wird die Durchbiegungslinie stets in verzerrtem Maßstabe gezeichnet. Von der so ermittelten Seillinie sind nur die Höhen in den Knoten zutreffend. Es sind also die Seilpunkte in letzteren geradlinig zu verbinden, um die Linie der Teildurchbiegungen δ_1' des Rahmenträgers zu erhalten (vgl. Abb. 12).

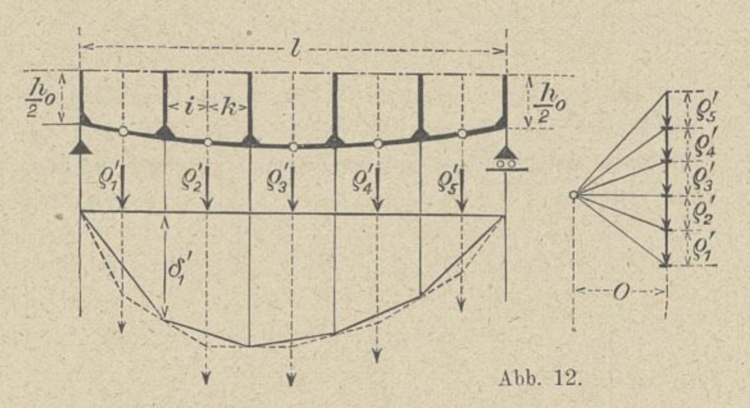


Abb. 12.

Die äußere Querkraft q infolge $P = 1$ (vgl. Abb. 11) beträgt von $o \sim c$ $\quad q = 1 \cdot \frac{b}{l}$; und von $b \sim l$ $\quad q = -1 \cdot \frac{c}{l}$.

Mit diesen Werten folgt die Teildurchbiegung δ_1'' zu

$$(31)\quad \delta_1'' = \frac{b}{l}\sum_0^c \varrho'' - \frac{c}{l}\sum_b^l \varrho''.$$

Beachtet man, daß die gedachten Kräfte

$$\varrho'' = \frac{a}{h} \cdot \frac{1}{E \cdot F_1} \cdot \left(\mathfrak{M} + \frac{\mathfrak{Q}}{2} h \cdot \operatorname{tg} \omega \right) \cdot \sin \omega$$

auf der linken Trägerhälfte positiv und auf der rechten Trägerhälfte wegen $\sin \omega$ negativ sind; berücksichtigt man ferner den Vorzeichenwechsel der äußeren Querkraft $\mathfrak{q}$, dann ergibt sich folgendes Verfahren zur zeichnerischen Ermittlung der Linie für die Teildurchbiegung δ_1''.

Man trägt auf der linken Auflagersenkrechten die links der Trägermitte angreifenden Kräfte ϱ'' in richtiger Reihenfolge von oben nach unten auf; und an den erhaltenen Endpunkt anschließend die rechts der Trägermitte angreifenden Kräfte ϱ'' von unten nach oben. Entsprechend verfährt man auf der rechten Auflagersenkrechten mit den Kräften ϱ'', nur in umgekehrter Reihenfolge (vgl. Abb. 13). Alsdann schneiden die Verbindungsgeraden der Endpunkte je zweier zueinander gehörigen Kräfte ϱ'' auf der Wirkungslinie der gedachten Last $P = 1$ die gesuchte Teildurchbiegung δ_1'' aus. Somit ist die Linie der δ_1'' sehr einfach zu verzeichnen. Die in den Abb. 12 und 13 ermittelten Biegelinien von δ_1' und δ_1'' hat man noch zu vereinigen, um die Linie der Durchbiegung δ_1 infolge der Gurtachskräfte zu erhalten.

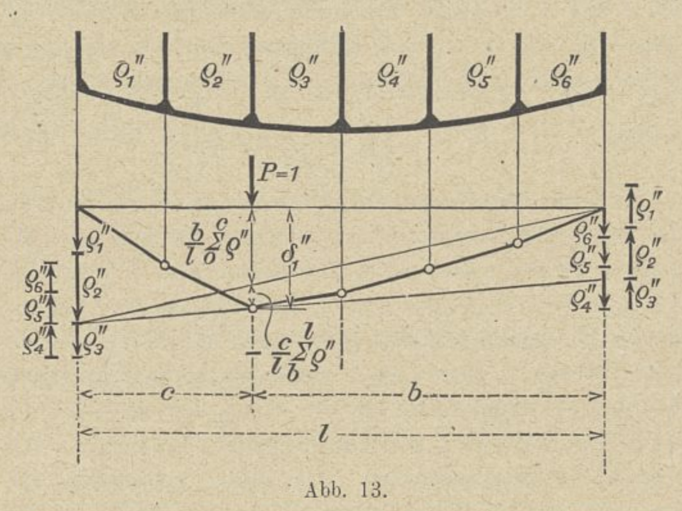


Abb. 13.

Wünscht man nur die Durchbiegung δ_1 in einem bestimmten Knotenpunkte (c, b) zu kennen, dann läßt sich δ_1 am einfachsten berechnen aus

$$(32) \qquad \delta_1 = \frac{b}{l} \sum_0^c \varrho' \cdot x + \frac{c}{l} \sum_b^l \varrho' \cdot z + \frac{b}{l} \sum_0^c \varrho'' - \frac{c}{l} \sum_b^l \varrho''.$$

Das vorstehend erläuterte Verfahren zur Ermittlung der Durchbiegung δ_1 infolge der Gurtachskräfte gilt nicht nur für einen Rahmenträger mit zwei Symmetrieachsen, sondern ganz allgemein; die gedachten Kräfte ϱ' und ϱ'' lauten dann

$$(33) \qquad \begin{cases} \varrho' = \dfrac{O \cdot s_0}{h \cdot E \cdot F_0} \left[\dfrac{1}{\cos \omega} - (\operatorname{tg} \varphi + \operatorname{tg} \omega) \sin \omega \cdot v_0 \right] + \\ \quad + \dfrac{U \cdot s_u}{h \cdot E \cdot F_u} \left[\dfrac{1}{\cos \varphi} - (\operatorname{tg} \varphi + \operatorname{tg} \omega) \sin \varphi \cdot v_u \right]; \\ \varrho'' = \dfrac{O \cdot s_0}{E \cdot F_0} \cdot v_0 \cdot \sin \omega + \dfrac{U \cdot s_u}{E \cdot F_u} \cdot v_u \cdot \sin \varphi, \end{cases}$$

wobei die Gurtkräfte O und U nach den Formeln (6) und (7) zu berechnen sind.

Weil die Pfostenachskräfte sehr klein, konnte ihr Einfluß auf die Durchbiegung vernachlässigt werden. Aus diesem Grunde fällt die Durchbiegungslinie des Obergurts mit der des Untergurts und auch mit der der Träger-Längsachse zusammen. Nur für eine kleine Felderzahl $n \, (= 2 \sim 3)$ wäre unter Umständen noch der Einfluß der Achskräfte in den Endpfosten in Rechnung zu stellen durch das Zusatzglied $\triangle \delta_1$

$$(34) \qquad \triangle \delta_1 = \Sigma \frac{V \cdot \mathfrak{v}}{E \cdot F_2} \cdot h_0.$$

Sonderfall einer gleichmäßig verteilten Belastung p (Abb. 14).

In Gl. (26) ist das zweite Glied gegenüber dem ersten verhältnismäßig klein und kann genügend genau vernachlässigt werden,

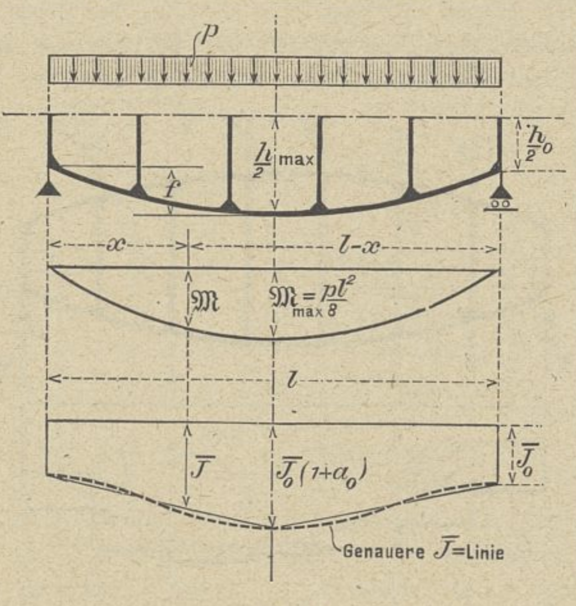


Abb. 14.

so daß für die Größe der Gurtkraft näherungsweise gilt

$$(35) \qquad -O = U = S = \frac{\mathfrak{M}}{h \cdot \cos \omega}.$$

Hiermit folgt nach dem Grundgesetz der virtuellen Verschiebungen die Durchbiegung δ_1 infolge der Gurtachskräfte

$$(36) \quad \delta_1 = \Sigma \frac{S \cdot \mathfrak{S}}{E \cdot F_1} s = \Sigma \frac{\mathfrak{M} \cdot s}{h^2 \cdot \cos^2 \omega \cdot E \cdot F_1} \cdot \mathfrak{m} = \Sigma \frac{\mathfrak{M} \cdot a}{h^2 \cdot \cos^3 \omega \cdot E \cdot F_1} \cdot \mathfrak{m}$$
$$= \sum_0^l \varrho \cdot \mathfrak{m}; \text{ wo } \varrho = 2 \cdot \frac{\mathfrak{M} \cdot a}{h^2 \cdot \cos^3 \omega \cdot E \cdot F_1}.$$

Die Linie der Durchbiegungen δ_1 kann mit den gedachten Kräften $\varrho = \dfrac{2 \mathfrak{M} \cdot a}{h^2 \cdot \cos^3 \omega \cdot E \cdot F_1}$ entweder zeichnerisch nach Abb. 12 ermittelt werden oder rechnerisch aus (vgl. Gl. 30)

$$(37) \qquad \delta_1 = \frac{b}{l} \sum_0^c \varrho \cdot x + \frac{c}{l} \sum_b^l \varrho \cdot z.$$

Für eine größere Felderzahl n (streng theoretisch für $n = \infty$) ist es möglich, das Verfahren durch Umwandlung der Summierung in Gl. (37) in eine Integration noch wesentlich zu vereinfachen. An dem Beispiel einer gleichmäßig verteilten Belastung p soll dies erläutert werden. Dabei wird noch angenommen, daß der Gurtquerschnitt F_1 von einem Trägerauflager zum anderen unverändert durchgeht.

Zunächst läßt sich der Ausdruck $F_1 \cdot \dfrac{h^2}{2} \cdot \cos^3 \omega$ als ein Trägheitsmoment ansehen

$$(38) \qquad \bar{J} = F_1 \cdot \frac{h^2}{2} \cos^3 \omega,$$

das für jede Feldschwerlinie zu bestimmen und innerhalb eines Feldes unveränderlich groß ist. Wegen $n = \infty$ ist es

zulässig, die Endpunkte der $\bar{J}$-Höhen in den Feldschwerlinien fortlaufend zu verbinden; so erhält man die in Abb. 14 skizzierte $\bar{J}$-Linie. Nun weicht diese $\bar{J}$-Linie nicht viel von einer Geraden ab. Es genügt daher, die beiden $\bar{J}$-Werte

$$(39)\quad \begin{cases} \text{am Trägerende:} \quad \bar{J}_0 = F_1 \cdot \frac{h_0^2}{2} \cdot \cos^3 \omega_0, \\ \quad \text{wo } \cos \omega_0 = \frac{l}{\sqrt{l^2 + 16 f^2}}; \\ \text{in Trägermitte:} \quad \bar{J}_{\max} = F_1 \cdot \frac{h^2_{\max}}{2} = \bar{J}_0 (1 + a_0) \end{cases}$$

zu ermitteln, aufzutragen und geradlinig zu verbinden. Weiter ist die Linie des äußeren Biegungsmoments $\mathfrak{M}$ eine Parabel

$$\mathfrak{M} = \frac{4 \mathfrak{M}_{\max}}{l^2} x (l - x), \quad \text{wo } \mathfrak{M}_{\max} = \frac{p l^2}{8}.$$

Das Element $d\varrho$ der gedachten Kraft ϱ lautet jetzt

$$d\varrho = \frac{\mathfrak{M}}{E \cdot \bar{J}} dx,$$

so daß mit (vgl. Abb. 11) $\mathfrak{m} = 1 \cdot \frac{x \cdot b}{l}$; $\mathfrak{m} = 1 \cdot \frac{x \cdot c}{l}$ die Durchbiegung δ_1 im Querschnitt c, b aus Gl. (37) sich ergibt zu

$$(40)\quad \delta_1 = \frac{l - c}{E \cdot l} \int_0^c \frac{\mathfrak{M}}{\bar{J}} x \, dx + \frac{c}{E \cdot l} \int_c^l \frac{\mathfrak{M}}{\bar{J}} (l - x) \, dx.$$

Nun stimmt vorstehende Gleichung mit der Formel für die Durchbiegung eines Vollwandträgers vom Trägheitsmoment $\bar{J}$ genau überein, so daß alle für letzteren gültigen Regeln und Verfahren hier angewendet werden dürfen. Bei symmetrischer Belastung folgt die Durchbiegung $\delta_1^{\max}$ in Trägermitte aus Gl. (40) zu

$$(40\text{a})\quad \delta_1^{\max} = \frac{1}{E} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{\mathfrak{M}}{\bar{J}} x \, dx.$$

Werden in Gl. (40a) für $\bar{J}$ und $\mathfrak{M}$ ihre Werte eingeführt

$$\bar{J} = \bar{J}_0 \left(1 + 2 \frac{a_0 x}{l}\right); \quad \mathfrak{M} = 4 \frac{\mathfrak{M}_{\max}}{l^2} x (l - x),$$

dann erhält man die Durchbiegung $\delta_1^{\max}$ in Stabmitte zu

$$(41)\quad \begin{cases} \delta_1^{\max} = 4 \frac{\mathfrak{M}_{\max}}{l^2 \cdot E \cdot \bar{J}_0} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{x^2 (l - x)}{1 + 2 a_0 \cdot \frac{x}{l}} dx = \\ = \frac{\mathfrak{M}_{\max}}{E \cdot \bar{J}_0} l^2 \left[-\frac{1}{12 a_0} + \frac{2 a_0 + 1}{8 a_0^2} - \frac{2 a_0 + 1}{4 a_0^3} + \right. \\ \left. + \frac{2 a_0 + 1}{4 a_0^4} \lg (1 + a_0) \right] = \frac{\mathfrak{M}_{\max}}{E \cdot \bar{J}_0} \cdot \frac{l^2}{\xi}. \end{cases}$$

Für verschiedene Werte von a_0 ist die Zahlenrechnung durchgeführt und das Ergebnis in nachstehender Zahlentafel wiedergegeben. Zwischenwerte können geradlinig eingeschaltet werden.

Zahlentafel I.

$a_0 =$	0,5	1,0	1,5	2	3	4	9	14	24
$\xi =$	13,15	16,6	19,35	22,7	29,1	35,2	66,0	96	157

Hat man das Trägheitsmoment $\bar{J}_0 = F_1 \cdot \frac{h_0^2}{2} \cdot \cos^3 \omega_0$ am Trägerende und $\bar{J}_{\max} = F_1 \cdot \frac{h^2_{\max}}{2} = \bar{J}_0 (1 + a_0)$ in Trägermitte bestimmt, woraus $a_0 = \frac{\bar{J}_{\max} - \bar{J}_0}{\bar{J}_0}$, dann ist bei gleichmäßig verteilter Belastung p die größte Durchbiegung $\delta_1^{\max}$ in Trägermitte zu berechnen aus

$$(42)\quad \delta_1^{\max} = \frac{\mathfrak{M}_{\max}}{E \cdot \bar{J}_0} \cdot \frac{l^2}{\xi} = \frac{p l^2}{8} \cdot \frac{1}{E \cdot \bar{J}_0} \cdot \frac{l^2}{\xi},$$

wo ξ aus Zahlentafel I zu entnehmen ist.

Die Linie der Durchbiegungen δ_1 ist genügend genau eine Parabel vom Pfeil $\delta_1^{\max}$, so daß die Durchbiegung δ_1 eines Knotens im Abstande x vom linken Auflager berechnet werden kann aus

$$(43)\quad \delta_1 = \frac{4 \delta_1^{\max}}{l^2} x (l - x).$$

Für kleinere Felderzahlen n ist die Durchbiegung δ_1 entweder genau nach einem der früher beschriebenen Verfahren (Gl. 32 oder Gl. 36) zu ermitteln; oder es sind die Gl. (42) und (43) unter Verwendung eines Berichtigungsbeiwertes ε_1 auch hier anzuwenden

$$(42\text{a}); (43\text{a})\quad \delta_1^{\max} = \varepsilon_1 \cdot \frac{\mathfrak{M}_{\max}}{E \cdot \bar{J}_0} \cdot \frac{l^2}{\xi}; \quad \delta_1 = \frac{4 \delta_1^{\max}}{l^2} x (l - x).$$

Genügend genau können beim Vieleckträger die für den Parallelträger früher gewonnenen Werte von ε_1 benutzt werden. Sie sind der später mitgeteilten Zahlentafel IX zu entnehmen.

Sonderfall eines unveränderlichen Belastungsmomentes $\mathfrak{M}_0$ (Abb. 15).

Weil bei vorliegender Belastung eine äußere Querkraft $\mathfrak{Q}$ nicht auftritt, beträgt die Gurtachskraft S entsprechend Gl. (27) genau

$$(44)\quad S = \frac{\cos \omega}{h} \mathfrak{M}_0;$$

und die Gurtkraft $\mathfrak{s}$ infolge einer an der Biegestelle angreifenden gedachten Last $P = 1$ genügend genau (vgl. Gl. 35)

$$(45)\quad \mathfrak{s} = \frac{1}{h \cdot \cos \omega} \mathfrak{m}.$$

Mit diesen Werten von S und $\mathfrak{s}$ folgt die Durchbiegung δ_1 aus $\Sigma \frac{S \cdot \mathfrak{s}}{E \cdot F_1} s$ zu

$$(46)\quad \delta_1 = \Sigma \frac{\mathfrak{M}_0 \cdot a}{h^2 \cdot E \cdot F_1 \cdot \cos \omega} \cdot \mathfrak{m} = \Sigma \varrho \cdot \mathfrak{m}, \text{ wo } \varrho = 2 \frac{\mathfrak{M}_0 \cdot a}{h^2 \cdot E \cdot F_1 \cdot \cos \omega}.$$

Die Ermittelung der Durchbiegungslinie erfolgt nun entweder zeichnerisch nach Abb. 12 oder rechnerisch nach Gl. (37). —

Für eine große Felderzahl n läßt sich der Ausdruck

$$(47)\quad \bar{J} = F_1 \cdot \frac{h^2}{2} \cos \omega$$

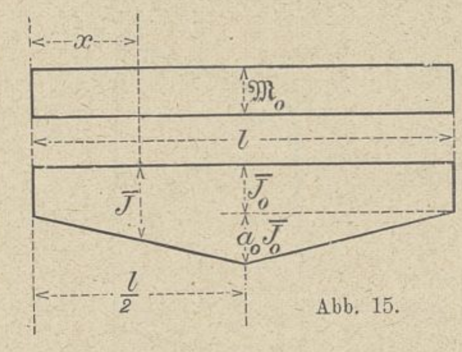


Abb. 15.

als Trägheitsmoment auffassen, das indessen gegenüber der Gl. (38) eine etwas andere Zusammensetzung hat. Der Verlauf der $\bar{J}$-Linie kann wieder geradlinig (Abb. 15) angenommen werden, so daß letztere festgelegt ist durch die Werte

$$(48)\quad \begin{cases} \bar{J}_0 = \frac{F_1 \cdot h_0^2}{2} \cos \omega_0, \quad \bar{J}_{\max} = \frac{F_1 \cdot h^2_{\max}}{2} = \bar{J}_0 (1 + a_0), \\ a_0 = \frac{\bar{J}_{\max} - \bar{J}_0}{\bar{J}_0}. \end{cases}$$

Wird in Gl. (40a) für $\mathfrak{M}$ der Wert $\mathfrak{M}_0$ und für $\bar{J}$ der Wert $\bar{J}_0\left(1+\frac{2a_0\cdot x}{l}\right)$ eingesetzt, dann erhält man die größte Durchbiegung $\delta_1^{\max}$ in Trägermitte zu

$$(49)\quad \begin{cases} \delta_1^{\max} = \dfrac{\mathfrak{M}_0}{E\cdot J_0}\displaystyle\int_0^{\frac{l}{2}} \dfrac{x\,dx}{1+2\dfrac{a_0 x}{l}} = \\ \quad = \dfrac{\mathfrak{M}_0}{EJ_0}\, l^2\cdot\dfrac{1}{4a_0}\left[1-\dfrac{1}{a_0}\lg(1+a_0)\right] = \dfrac{\mathfrak{M}_0}{E\cdot J_0}\cdot\dfrac{l^2}{\xi_1}.\end{cases}$$

Die Werte von ξ_1 können für verschiedene a_0 folgender Zahlentafel II entnommen werden.

Zahlentafel II.

$a_0 =$	0,5	1,0	1,5	2,0	4	9	24
$\xi_1 =$	10,55	13,02	15,46	17,74	26,76	48,4	110,8

Für geringere Felderzahlen n kann bei einem unveränderlichem Belastungsmoment $\mathfrak{M}_0$ die Berichtigungsbeizahl ε_1 gleich 1 gesetzt werden. Es gilt also auch hier

$$(49\text{a})\qquad \delta_1^{\max} = \frac{\mathfrak{M}_0}{E\cdot J_0}\cdot\frac{l^2}{\xi_1}.$$

Die Biegelinie selbst ist wieder als Parabel mit dem Pfeil $\delta_1^{\max}$ anzusehen.

2. Durchbiegung infolge der Gurtmomente.

Man denke sich den Rahmenträger in den Wendepunkten W_v der Pfosten aufgeschnitten und hier die wagerechten Kräfte X (= Pfostenkräfte Q_v) angebracht (vgl. Abb. 16).

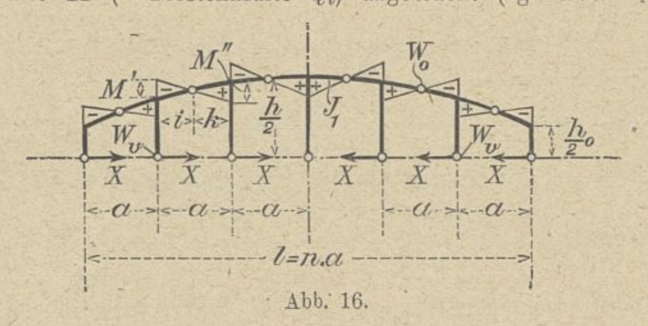


Abb. 16.

Auf die so frei gemachte Gurtung wirken die Gurtmomente zwanglos ein. Die Durchbiegung δ_2 infolge der Gurtmomente kann nun genau so wie die eines Balkenträgers vom Trägheitsmoment J_1 der Gurtung bestimmt werden.

Kommen nur die Gurtmomente eines Rahmens zur Wirkung (vgl. Abb. 17), dann verschiebt sich ein Knotenpunkt im Abstande ζ vom linken Pfosten h' des fraglichen Rahmens in senkrechter Richtung um den Unterschied der beiden Elementarsenkungen $\triangle\delta_2' - \triangle\delta_2''$; dabei ist die Lage des höheren rechten Pfostens h'' als starr angenommen.

Abb. 17.

Mit den Biegungsmomenten M' u. M'' in den Gurtstabenden beträgt

$$\triangle\delta_2' = (2M'' - M')\frac{s^2\cos\omega}{6\,E\cdot J_1};$$

oder mit $M' = \frac{R}{2}i$, $M'' = \frac{R}{2}k$ genau

$$\triangle\delta_2' = \frac{R\cdot s^2\cdot\cos\omega}{12\,E\cdot J_1}(2k-i).$$

Es ist M' nur wenig von M'' verschieden; daher kann man genügend genau setzen $M' = M'' = \frac{R}{2}\cdot\frac{a}{2}$, womit

$$\triangle\delta_2' = \frac{R\cdot a}{24}\cdot\frac{s^2\cdot\cos\omega}{E\cdot J_1} = \frac{R\cdot a^3}{24\,E\cdot J_1\cdot\cos\omega}.$$

Bei Einwirkung der Gurtmomente aller Rahmen wird der Anteil δ_2' der Durchbiegung δ_2 im Knotenpunkte (c, b)

$$(50)\quad \delta_2' = \frac{a^3}{24\,E\cdot J_1}\cdot\sum_0^c\frac{R}{\cos\omega} = \frac{a^3}{24\,E\cdot J_1}\cdot\sum_0^c\left(\mathfrak{Q}-2\frac{\mathfrak{M}\cdot\mathrm{tg}\,\omega}{h}\right)\frac{1}{\cos\omega};$$

und für Trägermitte $\left(c=\frac{l}{2}\right)$

$$(50\text{a})\quad \delta_2' = \frac{a^3}{24\,E\cdot J_1}\cdot\sum_0^{l/2}\frac{R}{\cos\omega} = \frac{a^3}{24\,E\cdot J_1}\cdot\sum_0^{l/2}\left(\mathfrak{Q}-2\frac{\mathfrak{M}\cdot\mathrm{tg}\,\omega}{h}\right)\frac{1}{\cos\omega}.$$

Hat man die Durchbiegung ${}_c\delta'_2$ für einen Knotenpunkt (c) ermittelt, dann folgt die Durchbiegung ${}_{c+a}\delta'_2$ für den nächstfolgenden Knotenpunkt $(c+a)$ sehr einfach aus der Beziehung

$$(50\text{b})\qquad {}_{c+a}\delta_2' = {}_c\delta_2' + \frac{a^3}{24\,E\cdot J_1}\cdot R_{c+a}\frac{1}{\cos\omega}.$$

Die Höhen δ_2' der Durchbiegung sind also sehr einfach zu erhalten. Damit ist die Linie der Durchbiegungsanteile δ_2' gegeben. Zwischen den Knoten verläuft sie entsprechend der Abb. 17.

Bei Herleitung der Gl. (50) war vorausgesetzt, daß die Feldweite a wie das Trägheitsmoment J_1 der Gurtung unveränderliche Werte sein sollten. Ist diese Bedingung nicht oder nur teilweise erfüllt, dann dürfen die betreffenden Glieder in Gl. (50) auch nicht vor das Σ-Zeichen gezogen werden. Im übrigen bleibt das Verfahren das gleiche. Besteht weiter keine Symmetrie zur Längsachse des Rahmenträgers, dann fallen die Biegelinien δ_2 für die beiden Gurte verschieden aus. Der Unterschied wird, weil der Einfluß der Pfostenachskräfte sehr gering, durch die Knotensenkungen δ_3 infolge der Pfostenmomente wieder ausgeglichen. Es genügt deshalb, nur die Biegelinie δ_2 einer Gurtung, z. B. der Obergurtung, zu ermitteln, wobei in Gl. (50) an Stelle $\frac{R}{2}$ die Kraft $v_0\cdot R$ und für J_1 das Trägheitsmoment J_0 treten.

Die Tangente der durch die Gurtmomente bedingten elastischen Linie im Gurtende gegen die ursprüngliche Gurtrichtung (vgl. Abb. 17) hat die Größe

$$\alpha = \frac{1}{E\cdot J_1}\left(\frac{M'\cdot i}{2\cdot\cos\omega}-\frac{M''\cdot k}{2\cdot\cos\omega}\right) = \frac{R}{4\,E\cdot J_1\cdot\cos\omega}(i^2-k^2),$$

oder, weil $i^2-k^2=(i-k)\cdot(i+k)=(i-k)\cdot a$,

$$\alpha = \frac{R\cdot a}{4\,E\cdot J_1\cdot\cos\omega}(i-k).$$

Mit vorstehendem Wert der Winkeländerung α ergibt sich die Elementarsenkung $\triangle\delta_2''$ eines Knotenpunktes im Abstande ζ vom linken Pfosten h' des belasteten Rahmens zu

$$\triangle\delta_2'' = \alpha\cdot\zeta = \frac{R\cdot a}{4\,E\cdot J_1\cdot\cos\omega}(i-k)\cdot\zeta.$$

Weiter folgt aus Gl. (1) noch $i - k = \frac{a}{3} \cdot \frac{h'' - h'}{h'' + h'}$, so daß

$$(51) \quad \triangle\delta_2'' = \frac{R \cdot a^2}{12 E \cdot J_1 \cdot \cos\omega} \cdot \frac{h'' - h'}{h'' + h'} \cdot \zeta =$$

$$= \left(\mathfrak{Q} - \frac{2\mathfrak{M} \cdot \operatorname{tg}\omega}{h}\right) \frac{1}{\cos\omega} \cdot \frac{a^2}{12 E \cdot J_1} \cdot \frac{h'' - h'}{h'' + h'} \cdot \zeta = \varrho \cdot \zeta.$$

Trägt man die gedachten Kräfte

$$(52) \quad \varrho = \left(\mathfrak{Q} - \frac{2\mathfrak{M} \cdot \operatorname{tg}\omega}{h}\right) \frac{1}{\cos\omega} \cdot \frac{a^2}{12 E \cdot J_1} \cdot \frac{h'' - h'}{h'' + h'}$$

in den Senkrechten der niederen Pfosten h' eines jeden Rahmens auf, dann wird die Linie der Durchbiegungsanteile δ_2'' als Seillinie der gedachten Kräfte ϱ zu einem Polabstand $O = 1$ (vgl. Abb. 18) gefunden; für einen kleiner gewählten Polabstand O ergeben sich die Höhen δ_2'' entsprechend größer.

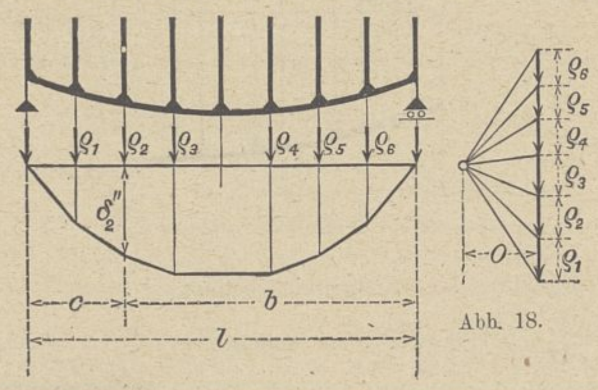


Abb. 18.

Rechnerisch ermittelt sich die Durchbiegung δ_2'' eines Knotenpunkts in der Entfernung c vom linken, b vom rechten Trägerauflager aus

$$(53) \quad \delta_2'' = \frac{b}{l} \sum_0^c \varrho \cdot x + \frac{c}{l} \sum_b^l \varrho z,$$

wo x der Abstand der gedachten Kraft ϱ vom linken, z vom rechten Auflager.

Setzt man in Gl. (51) in dem Ausdruck für ϱ an Stelle von $\frac{R}{2}$ die Kraft $v_0 R$, dann gilt das Verfahren nicht nur für längs-symmetrische Rahmenträger ($J_o = J_u$), sondern ganz allgemein. — Für kleine Felderzahlen n fällt δ_2'' verhältnismäßig gering aus; für $n = 2$ und $n = 3$ wird δ_2'' sogar gleich Null.

Um die Gesamtdurchbiegung δ_2 infolge der Gurtmomente zu bekommen, sind die Höhen δ_2' und δ_2'' algebraisch zu vereinigen: $\delta_2 = \delta_2' - \delta_2''$. Für den Knotenpunkt (c, b) folgt aus den Gl. (50) und (53) dessen Senkung δ_2 zu

$$(54) \quad \delta_2 = \frac{a^3}{24 E \cdot J_1} \cdot \sum_0^c \left(\mathfrak{Q} - \frac{2\mathfrak{M} \cdot \operatorname{tg}\omega}{h}\right) \frac{1}{\cos\omega} - \left(\frac{b}{l} \sum_0^c \varrho \cdot x + \frac{c}{l} \sum_b^l \varrho \cdot z\right).$$

Sonderfall einer gleichmäßig verteilten Belastung p.

Unter einer symmetrischen Belastung weicht die Linie der Gesamtdurchbiegungen δ nur unwesentlich von einer Parabel ab. Es genügt daher, nur die größte Durchbiegung $\delta_2^{\max}$ infolge der Gurtmomente zu ermitteln; sie befindet sich in Trägermitte.

Für eine größere Felderzahl n (theor. für $n = \infty$) geht Gl. (50a) über in

$$(55) \quad \delta_2' = \frac{a^2}{24 E \cdot J_1} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{1}{\cos\omega} \left(\mathfrak{Q} - 2\frac{\mathfrak{M} \cdot \operatorname{tg}\omega}{h}\right) dx.$$

Wird die Untersuchung auf schwächere Krümmungen der Gurtung beschränkt, dann beträgt z. B. für $f : l = 1 : 16$ $\operatorname{tg}^{\max}\omega$ am Trägerende gleich $\frac{4f}{l} = \frac{4}{16} = 0{,}25$ und $\cos\omega$ dortselbst gleich $\frac{1}{\sqrt{1 + 0{,}25^2}} = 0{,}97$. Der Wert von $\cos\omega$ schwankt daher zwischen 1,0 und 0,97 und kann genügend genau gleich 1 — bei schärferer Rechnung oder für stärkere Krümmungen gleich einem Mittelwert — gesetzt werden.

Für eine gleichmäßig verteilte Belastung p betragen $\mathfrak{Q} = p\left(\frac{l}{2} - x\right)$; $\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_{\max} \cdot \frac{4}{l^2} \cdot x \cdot (l - x)$, wo $\mathfrak{M}_{\max} = p\frac{l^2}{8}$.

Weiter gilt für die Parabelgurtung $\operatorname{tg}\omega = \frac{8f}{l^2}\left(\frac{l}{2} - x\right)$.

Endlich soll die Trägerhöhe h in den Feldschwerlinien, die sich eigentlich von Feld zu Feld ändert, als unveränderlicher Mittelwert eingeführt werden; er wird nachher bestimmt. Nun läßt sich die Integration durchführen. Man bekommt

$$\int_0^{\frac{l}{2}} \mathfrak{Q}\, dx = p \int_0^{\frac{l}{2}} \left(\frac{l}{2} - x\right) dx = p \cdot \frac{l^2}{8} = \mathfrak{M}_{\max};$$

$$\int_0^{\frac{l}{2}} 2\frac{\mathfrak{M}}{h} \operatorname{tg}\omega dx = 2\frac{\mathfrak{M}_{\max}}{h} \frac{4}{l^2} \frac{8f}{l^2} \int_0^{\frac{l}{2}} x(l - x)\left(\frac{l}{2} - x\right) dx = \mathfrak{M}_{\max} \frac{f}{h}.$$

Es wird also

$$(56) \quad \delta_2' = \frac{a^2}{24 E \cdot J_1} \mathfrak{M}_{\max} \left(1 - \frac{f}{h}\right).$$

Ähnlich folgt für $n = \infty$ aus Gl. (51) die Elementarsenkung $d\,\delta_2''$ zu

$$d\,\delta_2'' = \left(\mathfrak{Q} - 2\,\mathfrak{M}\frac{\operatorname{tg}\omega}{h}\right) \frac{a}{12 E \cdot J_1 \cdot \cos\omega} \cdot \frac{h'' - h'}{h' + h'}\, x\, dx;$$

oder mit $h'' - h' = 2\,a \cdot \operatorname{tg}\omega$, $h'' + h' = 2\,h$,

also mit $\frac{h'' - h'}{h'' + h'} = a\frac{\operatorname{tg}\omega}{h}$ zu

$$d\,\delta_2'' = \left(\mathfrak{Q} - 2\,\mathfrak{M}\frac{\operatorname{tg}\omega}{h}\right) \frac{a^2 \cdot \operatorname{tg}\omega}{12\,h \cdot E \cdot J_1 \cdot \cos\omega}\, x\, dx.$$

Die Durchbiegung δ_2'' in Trägermitte beträgt somit

$$(57) \quad \delta_2'' = \int_0^{\frac{l}{2}} \left(\mathfrak{Q} - 2\,\mathfrak{M}\frac{\operatorname{tg}\omega}{h}\right) \frac{a^2 \cdot \operatorname{tg}\omega}{12\,h \cdot E \cdot J_1 \cdot \cos\omega}\, x\, dx.$$

Setzt man

$\cos\omega = \sim 1$; $\mathfrak{Q} = p\left(\frac{l}{2} - x\right)$; $\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_{\max} \frac{4}{l^2}(l - x)x$;

$\operatorname{tg}\omega = \frac{8f}{l^2}\left(\frac{l}{2} - x\right)$ und wird h als Mittelwert angenommen, dann ist

$$\int_0^{\frac{l}{2}} \mathfrak{Q}\frac{\operatorname{tg}\omega}{h}\, x dx = p \cdot \frac{8f}{h \cdot l^2} \int_0^{\frac{l}{2}} \left(\frac{l}{2} - x\right)\left(\frac{l}{2} - x\right) x\, dx = \mathfrak{M}_{\max} \cdot \frac{f}{3h};$$

$$\int_0^{\frac{l}{2}} 2\,\mathfrak{M}\frac{\operatorname{tg}^2\omega}{h^2}\, x\, dx = \frac{8\,\mathfrak{M}_{\max} \cdot 64 f^2}{h^2 \cdot l^6} \int_0^{\frac{l}{2}} x(l - x)\left(\frac{l}{2} - x\right)^2 x\, dx$$

$$= \frac{2}{5} \mathfrak{M}_{\max} \cdot \frac{f^2}{h^2};$$

mit welchen Werten die größte Durchbiegung δ_2'' folgt zu

$$(58) \quad \delta_2'' = \frac{a^2}{24 E \cdot J_1} \mathfrak{M}_{\max} \left(\frac{2}{3}\frac{f}{h} - \frac{4}{5}\frac{f^2}{h^2}\right).$$

Für den Sonderfall des Parabelträgers ($h_0 = 0$) wird unter einer gleichmäßigen Belastung p bekanntlich die Wandquerkraft $R = \mathfrak{Q} - 2\,\mathfrak{M}\frac{\operatorname{tg}\omega}{h} = 0$ (vgl. auch Gl. (80). Infolge

dieser Bedingung müssen die Durchbiegungsanteile δ_2' und δ_2'' jede für sich verschwinden, was zum Ausdruck kommt durch

$$1-\frac{f}{h}=0\,,\ h=f;\ \text{und}\ \frac{f}{3h}-\frac{2}{5}\frac{f^2}{h^2}=0\,,\ h=\frac{6}{5}f.$$

Setzt man in Gl. (56) den Mittelwert von $h=h_0+f$ und in Gl. (58) den Mittelwert von $h=h_0+\frac{6}{5}f$, dann ergibt sich die größte Durchbiegung $\delta_2^{\max}$ infolge der Gurtmomente aus der Vereinigung $\delta_2'-\delta_2''$ zu

$$\delta_2^{\max}=\frac{a^2}{24\,E\cdot J_1}\mathfrak{M}_{\max}\left[1-\frac{f}{h_0+f}-\frac{2}{3}\frac{f}{h_0+\frac{6}{5}f}+\frac{4}{5}\frac{f^2}{\left(h_0+\frac{6}{5}f\right)^2}\right],$$

$$(59)\quad \delta_2^{\max}=\frac{a^2}{24\,E\cdot J_1}\mathfrak{M}_{\max}\left[1-\frac{1}{\frac{h_0}{f}+1}-\frac{2}{3}\frac{1}{\frac{h_0}{f}+\frac{6}{5}}+\frac{4}{5}\frac{1}{\left(\frac{h_0}{f}+\frac{6}{5}\right)^2}\right]$$

$$=\frac{a^2}{24\,E\cdot J_1}\,\mathfrak{M}_{\max}\cdot\varphi.$$

Durch die vorstehende Gleichung werden die beiden Grenzfälle des Parallelträgers ($f=0$) und des Parabelträgers ($h_0=0$) genau befriedigt; sie liefert aber auch für dazwischen liegende Halbparabelträger vollkommen ausreichende Ergebnisse.

Zahlentafel III.

$h_0:f=$	0,05	0,10	0.25	0,50	0,75	1,00	1,5	2,0	2,5
$n \lesseqgtr 7\ \ \varphi=$	0,048	0,091	0,200	0,333	0,428	0,500	0,600	0,666	0,712
$n>7\ \ \varphi=$	0,028	0,051	0,120	0,218	0,298	0,362	0,463	0,536	0,561
$h_0:f=$	3,0	4	5	6	7	8	9	10	
$n \lesseqgtr 7\ \ \varphi=$	0,750	0,800	0,835	0,857	0,875	0,889	0,900	0,909	
$n>7\ \ \varphi=$	0,637	0,702	0,748	0,780	0,806	0,826	0,843	0,856	

Bei kleinerer Felderzahl n ist, wie schon früher ausgeführt, der Durchbiegungsanteil δ_2'' verhältnismäßig klein; für $n=2$ und $n=3$ sogar gleich Null. δ_2'' kann daher bis etwa $n=7$ ganz vernachlässigt werden. Mit Benutzung der beim Parallelträger gefundenen Abminderungszahlen ε_2 (vgl. Zahlentafel IX) lautet somit die Durchbiegung $\delta_2^{\max}$ für geringere Zahlen n

$$(60)\quad \delta_2^{\max}=\varepsilon_2\cdot\frac{a^2}{24\,E\cdot J_1}\,\mathfrak{M}_{\max}\left(1-\frac{1}{\frac{h_0}{f}+1}\right)=\varepsilon_2\cdot\frac{a^2}{24\,E\cdot J_1}\mathfrak{M}_{\max}\varphi.$$

Für verschiedene Verhältnisse $h_0:f$ sind die Beizahlen φ in vorstehender Zahlentafel angegeben. Den Felderzahlen $n>7$ entsprechen die Beizahlen φ der unteren Reihe; bei $n<7$ dagegen sind die Beizahlen φ der oberen Reihe zu wählen.

Sonderfall eines unveränderlichen Belastungsmomentes $\mathfrak{M}_0$.

Bei sich gleichbleibendem äußerem Biegungsmoment $\mathfrak{M}_0$ tritt eine äußere Querkraft nicht auf; es ist hier $\mathfrak{Q}=0$.

Für größere Felderzahlen n vereinfacht sich der Ausdruck des Durchbiegungsanteils δ_2' in Gl. (55) zu

$$(61)\quad \delta_2'=-\frac{a^2\cdot\mathfrak{M}_0}{24\,E\cdot J_1}\,2\int_0^{\frac{l}{2}}\frac{1}{\cos\omega}\cdot\frac{\operatorname{tg}\omega}{h}\,dx.$$

Denkt man sich die Gurtung über den Endpfosten hinaus verlängert bis zu ihrem Schnitt O mit der Längssymmetrieachse und hierher den Ursprung eines neuen Achsensystems x, y verlegt (vgl. Abb. 19), dann ist

$$h=\frac{8}{L^2}\left(\frac{h_0}{2}+f\right)x\,(L-x)\ \text{und}\ \operatorname{tg}\omega=\frac{4}{L^2}\left(f+\frac{h_0}{2}\right)(L-2\,x).$$

Setzt man weiter $\cos\omega=\sim 1$ — d. h. beschränkt sich die Untersuchung auf schwächer gekrümmte Gurtungen —, dann wird

$$(62)\quad \begin{cases}\displaystyle\int_0^{\frac{l}{2}}\frac{1}{\cos\omega}\cdot\frac{\operatorname{tg}\omega}{h}\,dx=\int_{x_1}^{\frac{L}{2}}\frac{\frac{4}{L^2}\left(f+\frac{h_0}{2}\right)\cdot(L-2\,x)}{\frac{8}{L^2}\left(f+\frac{h_0}{2}\right)\cdot x\cdot(L-x)}\,dx=\\[2ex] \displaystyle\qquad=\frac{1}{2}\left[\lg\frac{1}{4}-\lg\frac{x_1}{L}\left(1-\frac{x_1}{L}\right)\right].\end{cases}$$

Abb. 19.

Die Höhe h_0 des Endpfostens beträgt

$$h_0=\frac{8}{L^2}\left(f+\frac{h_0}{2}\right)x_1\,(L-x_1),\ \text{woraus}\ \frac{x_1}{L}\left(1-\frac{x_1}{L}\right)=\frac{h_0}{8\left(f+\frac{h_0}{2}\right)}.$$

Wird vorstehender Ausdruck in Gl. (62) eingeführt, so folgt der Durchbiegungsanteil δ_2' aus Gl. (61) zu

$$(63)\quad \delta_2'=-\frac{a^2\cdot\mathfrak{M}_0}{24\,E\cdot J_1}\cdot\lg\left(\frac{2}{h_0:f}+1\right).$$

Sodann beträgt mit $\mathfrak{Q}=0$ die Teildurchbiegung δ_2'' gemäß Gl. (57)

$$(64)\quad \delta_2''=-\frac{\mathfrak{M}_0\cdot a^2}{12\,E\cdot J_1}\,2\int_0^{\frac{l}{2}}\frac{1}{\cos\omega}\cdot\frac{\operatorname{tg}^2\omega}{h^2}x\,dx.$$

Nimmt man h als eine noch zu bestimmende mittlere Trägerhöhe an, dann wird mit $\operatorname{tg}\omega=\frac{4f}{l^2}(l-2\,x)$ und $\cos\omega=\sim 1$

$$2\int_0^{\frac{l}{2}}\frac{1}{\cos\omega}\cdot\frac{\operatorname{tg}^2\omega}{h^2}\,x\,dx=\frac{16f^2}{h^2\cdot l^4}\,2\int_0^{\frac{l}{2}}(l-2\,x)^2\,x\,dx=\frac{2}{3}\frac{f^2}{h^2}.$$

Für den Sonderfall $h_0=0$, d. h. für den Parabelträger, wird später (vgl. Gl. 86) gefunden $\delta_2''=-\infty$. Für die in der Zahlentafel IV angegebenen und innerhalb praktischer Grenzen liegenden Verhältniswerte $h_0:f$ kann man als mittlere Trägerhöhe setzen $h=h_0+1{,}0\,f$; letzterer Wert ist aus Proberechnungen ermittelt und liefert für den Halbparabelträger genügend genaue Ergebnisse. Es folgt also der Durchbiegungsanteil δ_2'' zu

$$(65)\quad \delta_2''=-\frac{a^2\cdot\mathfrak{M}_0}{12\,E\cdot J_1}\cdot\frac{2}{3}\left(\frac{f}{h_0+1{,}0f}\right)^2.$$

Aus $\delta_2'-\delta_2''$ erhält man endlich die größte Durchbiegung $\delta_2^{\max}$ infolge der Gurtmomente

$$(66)\quad \delta_2^{\max}=-\,2\frac{a^2\cdot\mathfrak{M}_0}{4E\cdot J_1}\cdot\left\{\lg\left(\frac{2}{h_0:f}+1\right)-\frac{4}{3}\cdot\frac{1}{(h_0:f+1{,}0)^2}\right\}=$$

$$=-\frac{a^2\cdot\mathfrak{M}_0}{24\,E\cdot J_1}\cdot\varphi_1.$$

Wie das negative Vorzeichen angibt, ist δ_2 der Durchbiegung δ_1 infolge der Gurtachskräfte entgegengerichtet.

Bei kleiner Felderzahl n ($n \leqq 4 \sim 5$) kann zunächst die Teildurchbiegung δ_2'' aus dem gleichen Grunde wie unter gleichmäßig verteilter Belastung p ganz vernachlässigt werden. Berücksichtigt man ferner noch, daß bei geringer Felderzahl n der Berichtigungsbeiwert ε_2 kaum von 1 abweicht, dann lautet hier die Durchbiegung $\delta_2^{\max}$ infolge der Gurtmomente

$$(67)\quad \delta_2^{\max} = -\frac{a^2 \cdot \mathfrak{M}_0}{24\, E \cdot J_1} \lg\left(\frac{2}{h_0 : f} + 1\right) = -\frac{a^2 \cdot \mathfrak{M}_0}{24\, E \cdot J_1} \cdot \varphi_1.$$

Für verschiedene Verhältnisse $h_0 : f$ können die Zahlenwerte von φ_1 der Zahlentafel IV entnommen werden.

Zahlentafel IV.

$h_0 : f =$	0,05	0,10	0,25	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5
$n \gtreqless 4 \sim 5 \quad \varphi_1 =$	3,714	3,045	2,197	1,609	1,299	1,098	0,847	0,693	0,588
$n > 5 \quad \varphi_1 =$	2,500	1,945	1,342	1,017	0,860	0,765	0,633	0,545	0,480

$h_0 : f =$	3,0	4	5	6	7	8	9	10
$n \gtreqless 4 \sim 5 \quad \varphi_1 =$	0,511	0,405	0,336	0,287	0,251	0,223	0,201	0,182
$n > 5 \quad \varphi_1 =$	0,428	0,352	0,299	0,260	0,230	0,207	0,188	0,171

3. Durchbiegung infolge der Pfostenmomente.

Die Durchbiegung δ_3 infolge der Pfostenmomente ist gegenüber den schon behandelten δ_1 und δ_2 von verhältnismäßig geringer Größe. Es genügt daher vollkommen, den Anteil δ_2 nach dem folgenden Näherungsverfahren zu ermitteln.

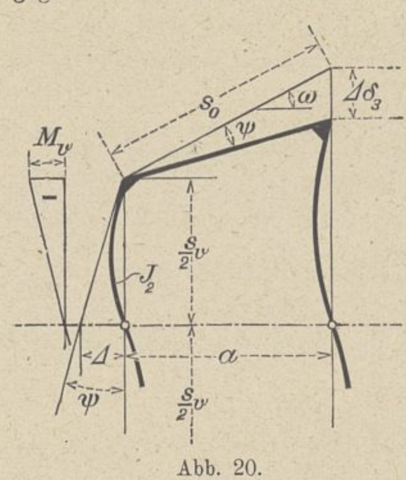


Abb. 20.

Durch die Verbiegung der Pfosten ändert sich die Winkellage der in den Knoten aneinander stoßenden Stäbe, des Gurtes und des Pfostens, um den Winkel ψ (vgl. Abb. 20). Die elastische Winkeländerung ψ wird erhalten aus $\psi = \frac{\triangle \cdot 2}{s_v}$. Dabei ist $\triangle = \frac{M_v}{E \cdot J_2} \cdot \frac{s_v^2}{12}$, womit $\psi = \frac{M_v}{E \cdot J_2} \cdot \frac{s_v}{6}$.

Nun beträgt (vgl. Gl. 11) $M_v = \sim \frac{R' + R''}{2} \cdot \frac{a}{2}$, also

$$\psi = \frac{R' + R''}{2} \cdot \frac{a \cdot s_v}{12\, E \cdot J_2}.$$

Infolge der Pfostenmomente eines Rahmens ergibt sich die Senkung $\triangle \delta_3$ zu

$$(68)\quad \triangle \delta_3 = \psi \cdot s \cdot \cos \omega = \psi \cdot a = \frac{R' + R''}{2} \cdot \frac{a^2 \cdot s_v}{12\, E \cdot J_2};$$

und die Senkung δ_3 in einem Knoten (c, b) bei Einwirkung der Pfostenmomente aller Rahmen zu

$$(69)\quad \delta_3 = \frac{a^2}{12\, E \cdot J_2} \sum_0^c \frac{R' + R''}{2} \cdot s_v;$$

insbesondere in Trägermitte zu

$$(69\text{a})\quad \delta_3 = \frac{a^2}{12\, E \cdot J_2} \sum_0^{l/2} \frac{R' + R''}{2} \cdot s_v.$$

Die R-Linie oder die R-Werte für die einzelnen Felder sind aus $R = \mathfrak{Q} - 2\,\mathfrak{M} \cdot \frac{\operatorname{tg} \omega}{h}$ leicht zu ermitteln.

Ist die Durchbiegung ${}_c\delta_3$ für den Knotenpunkt (c) bekannt, dann berechnet sich die Durchbiegung ${}_{c+a}\delta_3$ für den nächstfolgenden Knotenpunkt ($c + a$) aus

$$(70)\quad {}_{c+a}\delta_3 = {}_c\delta_3 + \frac{a^2}{12\, E \cdot J_2} \cdot \frac{R' + R''}{2}\, s_v.$$

Durch Auftragen der den einzelnen Knoten zugehörigen Durchbiegungen δ_3 erhält man die Biegelinie der δ_3.

Werden in Gl. (69) nur diejenigen Glieder vor das Σ-Zeichen gezogen, die einen für den ganzen Träger unveränderlichen Wert besitzen, setzt man ferner darin

$$(v_0'\, R' + v_0''\, R'') \cdot \frac{a}{2} \text{ statt } \frac{R' + R''}{2} \cdot \frac{a}{2} \text{ und } s_v \frac{1}{1 + h_u : h_0} \text{ statt } \frac{s_v}{2}$$

(vgl. die Gl. 11, 15), dann kann vorstehendes Verfahren nicht nur für den Rahmenträger mit zwei Symmetrieachsen, sondern allgemein benutzt werden.

Sonderfall einer gleichmäßig verteilten Belastung p.

Wie bei der Durchbiegung $\delta_2^{\max}$ infolge der Gurtmomente genügt es auch hier, nur die Durchbiegung $\delta_3^{\max}$ infolge der Pfostenmomente in Trägermitte zu kennen.

Für eine größere Felderzahl n kann man setzen

$$\frac{R' + R''}{2} = R \text{ und } s_v = h.$$

Damit geht Gl. (69a) über in

$$(71)\quad \delta_3^{\max} = \frac{a}{12\, E \cdot J_2} \int_0^{\frac{l}{2}} R \cdot h\, dx =$$

$$= \frac{a}{12\, E \cdot J_2} \int_0^{\frac{l}{2}} \left(\mathfrak{Q} - 2 \frac{\mathfrak{M} \operatorname{tg} \omega}{h}\right) h\, dx.$$

Mit den Werten $\operatorname{tg} \omega = \frac{4f}{l^2}(l - 2x)$; $\mathfrak{M} = \frac{4\,\mathfrak{M}_{\max}}{l^2} x(l - x)$; $\mathfrak{Q} = p\left(\frac{l}{2} - x\right)$, und mit einer mittleren noch zu bestimmenden Trägerhöhe h folgt

$$\int_0^{\frac{l}{2}} \mathfrak{Q} \cdot h\, dx = p \cdot h \int_0^{\frac{l}{2}} \left(\frac{l}{2} - x\right) dx = p \frac{l^2}{8} h = \mathfrak{M}_{\max} \cdot h;$$

$$2 \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{\mathfrak{M} \operatorname{tg} \omega}{h} \cdot h\, dx = \frac{8\,\mathfrak{M}_{\max}}{l^2} \cdot \frac{4f}{l^2} \int_0^{\frac{l}{2}} x(l - x)(l - 2x)\, dx = \mathfrak{M}_{\max} \cdot f;$$

somit die Durchbiegung $\delta_3^{\max}$ zu

$$(72)\quad \delta_3^{\max} = \frac{a}{12\, E \cdot J_2} \mathfrak{M}_{\max} (h - f).$$

Für den Parabelträger ($h_0 = 0$) verschwindet bekanntlich bei gleichmäßiger Belastung p die Wandquerkraft:

$$R = \mathfrak{Q} - \frac{2\,\mathfrak{M} \cdot \operatorname{tg} \omega}{h} = 0.$$

Infolgedessen wird für diesen Sonderfall auch die Durchbiegung $\delta_3 = 0$, was in Gl. (72) zum Ausdruck kommt durch die Bedingung $h = f$. Für den zweiten Grenzfall des Parallelträgers ($f = 0$) ist früher ermittelt worden $\delta_3 = \frac{\mathfrak{M}_{\max} \cdot a}{12\, E \cdot J_2} h$. Soll daher Gl. (72) beide Grenzfälle befriedigen und auch für den Halbparabelträger gute Ergebnisse liefern, so ist als mittlere Trägerhöhe zu setzen $h = h_0 + f$. Damit ergibt sich die Durchbiegung $\delta_3^{\max}$ infolge der Pfostenmomente zu

$$(73)\quad \delta_3^{\max} = \frac{a \cdot \mathfrak{M}_{\max}}{12\, E \cdot J_2} h_0, \text{ wo } \mathfrak{M}_{\max} = \frac{p l^2}{8}.$$

Vorstehende Formel konnte auch auf direktem Wege hergeleitet werden. Setzt man $h = h_0 + \frac{8f}{l^2} x(l-x)$ in $\int \mathfrak{Q} \cdot h\, dx$ ein, dann folgt

$$\int_0^{\frac{l}{2}} \mathfrak{Q} \cdot h\, dx = p \cdot \int_0^{\frac{l}{2}} \left(\frac{l}{2} - x\right)\left[h_0 + \frac{8f}{l^2} x(l-x)\right] dx = \mathfrak{M}_{\max}(h_0 + f).$$

Bei kleiner Felderzahl n ist entweder mit der genauen Gl. (69) zu arbeiten, oder man kann unter Benutzung der für den Parallelträger gewonnenen Berichtigungsbeizahlen ε_3 der Zahlentafel IX die Durchbiegung $\delta_3^{\max}$ berechnen aus

$$(74) \qquad \delta_3^{\max} = \varepsilon_3 \cdot \frac{a \cdot \mathfrak{M}_{\max}}{12 E \cdot J_2} \cdot h_0. -$$

Sonderfall eines unveränderlichen Belastungsmomentes $\mathfrak{M}_0$.

Weil das Belastungsmoment $\mathfrak{M}_0$ eine Unveränderliche ist, $\mathfrak{M}_0 =$ Konst, so folgt aus $\frac{d\,\mathfrak{M}_0}{dx} = \mathfrak{Q} = 0$, daß eine äußere Querkraft hier überhaupt nicht auftritt. Damit geht Gl. (71), welche die größte Durchbiegung $\delta_3^{\max}$ darstellt, über in

$$(75) \quad \delta_3^{\max} = -\frac{a}{12 E \cdot J_2} \int_0^{\frac{l}{2}} 2\, \mathfrak{M}_0 \operatorname{tg}\omega\, dx =$$

$$= \frac{a \cdot \mathfrak{M}_0}{12 E \cdot J_2} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{8f}{l^2}(l - 2x)\, dx = -\frac{a \cdot \mathfrak{M}_0}{12 E \cdot J_2} 2f.$$

Das negative Vorzeichen gibt an, daß bei einem unveränderlichen Belastungsmoment $\mathfrak{M}_0$ die Senkung δ_3 infolge der Pfostenmomente der Durchbiegung δ_1 infolge der Gurtachskräfte entgegengesetzt ist.

Gl. (75) gilt nicht nur für eine größere Felderzahl n, sondern auch für ein kleineres n, weil die Berichtigungsbeizahl ε_3 für ein unveränderliches $\mathfrak{M}_0$ kaum von 1 abweicht;

$$(76) \qquad \delta_3^{\max} = -\frac{a \cdot \mathfrak{M}_0}{12 E \cdot J_2} 2f.$$

4. Gesamtdurchbiegung δ.

Aus den Einzeldurchbiegungen δ_1 infolge der Gurtachskräfte, δ_2 infolge der Gurtmomente und δ_3 infolge der Pfostenmomente setzt sich die durch alle drei Einflüsse bedingte Gesamtdurchbiegung δ zusammen

$$(77) \qquad \delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3.$$

Die Linie der Gesamtdurchbiegung δ wird erhalten durch Vereinigung der Linien der drei Einzeldurchbiegungen.

Für die beiden behandelten Belastungsfälle ergeben sich folgende geschlossene Durchbiegungsformeln.

Sonderfall einer gleichmäßig verteilten Belastung p.

Gemäß den Gl. (42a), (60), (74)

$$(78) \quad \delta^{\max} = \frac{\mathfrak{M}_{\max}}{E}\left(\varepsilon_1 \frac{n^2 a^2}{\overline{J}_0 \cdot \xi} + \varepsilon_2 \frac{a^2}{24 J_1} \varphi + \varepsilon_3 \frac{a \cdot h_0}{12 J_2}\right),$$

$$\text{wo } \overline{J}_0 = \frac{F_1 \cdot h_0^2}{2} \cos^3 \omega_0; \quad \mathfrak{M}_{\max} = \frac{pl^2}{8}.$$

Sonderfall eines unveränderlichen Belastungsmomentes $\mathfrak{M}_0$.

Gemäß den Gl. (49a), (67), (76)

$$(79) \quad \delta^{\max} = \frac{\mathfrak{M}_0}{E}\left(\frac{n^2 a^2}{\overline{J}_0 \cdot \xi_1} - \frac{a^2}{24 J_1} \varphi_1 - \frac{a \cdot f}{6 \cdot J_2}\right).$$

Die zweiten und dritten Glieder vorstehender Formeln sind gegenüber dem ersten Glied noch kleiner wie beim Parallelträger; mit abnehmendem Verhältnis $h_0 : f$ treten sie immer mehr zurück.

III. Der Parabelträger mit zwei Symmetrieachsen.

Wenn die Höhe h_0 des Endpfostens gleich Null wird, geht der Halbparabelträger in den Parabelträger über (Abb. 21). Für ihn sind die nachfolgenden Untersuchungen unter den gleichen Voraussetzungen angestellt wie beim Halbparabelträger.

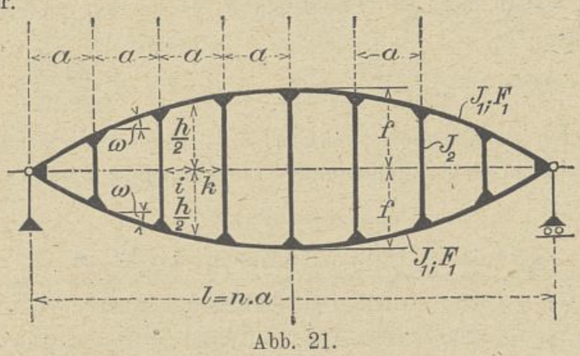


Abb. 21.

Beliebige Belastung.

Die Durchbiegung δ unter einer beliebigen Belastung bestimmt sich nach den gleichen Formeln und den gleichen Verfahren wie beim Halbparabelträger. Für δ_1 infolge der Stabachskräfte gelten die Formeln (26)∾(34); für δ_2 infolge der Gurtmomente die Gl. (50)∾(54); für δ_3 infolge der Pfostenmomente die Gl. (68)∾(70). Die Gesamtdurchbiegung δ ergibt sich aus $\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$; ebenso wird die Linie der δ wie früher durch Vereinigung der Linien der Einzeldurchbiegungen erhalten.

Sonderfall einer gleichförmig verteilten Belastung p.

Setzt man in dem allgemeinen Ausdruck für die Wandquerkraft $R = \mathfrak{Q} - 2 \frac{\mathfrak{M} \operatorname{tg}\omega}{h}$ (vgl. Gl. 4), die Werte

$$\mathfrak{Q} = \frac{p}{2}(l - 2x); \quad \mathfrak{M} = \frac{p}{2} x(l-x); \quad h = \frac{8f}{l^2} x(l-x)$$

und $\operatorname{tg}\omega = \frac{4f}{l^2}(l - 2x)$ ein, so folgt

$$(80) \quad R = \frac{p}{2}(l-2x) - 2\frac{p}{2} x(l-x) \cdot \frac{4f}{l^2}(l-2x) \cdot \frac{1}{\frac{8f}{l^2} x(l-x)} = 0,$$

d. h. unter einer gleichförmig verteilten Belastung p tritt eine Wandquerkraft überhaupt nicht auf. Infolgedessen gilt hier die Gl. (35) $-O = U = S = \frac{\mathfrak{M}}{h \cdot \cos\omega}$ genau; entsprechend sind die Gl. (35)∾(40a) auch streng zutreffend.

Das gedachte Trägheitsmoment $\overline{J}$ der Gl. (38)

$$\overline{J} = F_1 \cdot \frac{h^2}{2} \cos^3 \omega$$

verläuft beim Parabelträger vor $\overline{J} = 0$ an den Auflagern entsprechend der Abb. 22 bis zum Größtwert $\overline{J}_{\max} = F_1 \cdot \frac{(2f)^2}{2}$ in Trägermitte. Dabei schwankt der Wert $\cos^3 \omega$ bei schwächeren Gurtkrümmungen (bis zu $2f : l = 1 : 8$) zwischen 1 und 0,91; genügend genau kann man als unveränderlichen Mittelwert von $\cos^3 \omega$ die Zahl 0,97 ansehen. Nunmehr sind in dem allgemeinen Ausdruck der

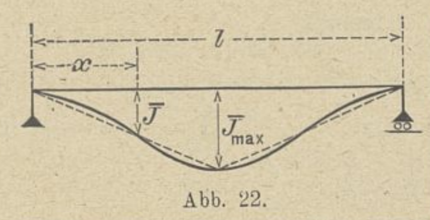


Abb. 22.

Gl. (40a) für die größte Durchbiegung $\delta_1^{\max}$ in Trägermitte infolge der Gurtstabkräfte

$$\delta_1^{\max} = \frac{1}{E}\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{\mathfrak{M}}{\bar{J}} x\,dx$$

die entsprechenden Werte

$$\mathfrak{M} = \frac{4\,\mathfrak{M}_{\max}}{l^2} x(l-x) \text{ und } \bar{J} = \frac{F_1 \cdot h^2}{2} 0{,}97 = 0{,}97 \frac{F_1}{2}\left[\frac{8f}{l^2} x(l-x)\right]^2$$

einzuführen, wodurch erhalten wird

$$\delta_1^{\max} = \frac{1}{EF_1} \cdot \frac{2\,\mathfrak{M}_{\max}}{0{,}97} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{4}{l^2}\left(\frac{l^2}{8f}\right)^2 \cdot \frac{x(l-x)}{[x(l-x)]^2} x\,dx =$$

$$= -\frac{\mathfrak{M}_{\max}\, l^2}{E \cdot F_1 \frac{(2f)^2}{2}} \cdot \frac{1}{0{,}97} \cdot \frac{1}{4}\left[\lg\left(1-\frac{x}{l}\right)\right]_0^{\frac{l}{2}} =$$

$$(81) \quad \delta_1^{\max} = \frac{\mathfrak{M}_{\max} \cdot l^2}{E \cdot \bar{J}_{\max}} \cdot \frac{1}{0{,}97} \cdot \frac{1}{5{,}78} = \frac{\mathfrak{M}_{\max} \cdot l^2}{E \cdot \bar{J}_{\max}} \cdot \frac{1}{5{,}6},$$

$$\text{wo } \bar{J}_{\max} = \frac{F_1 (2f)^2}{2}.$$

Hätte man als annähernd zutreffenden Verlauf der $\bar{J}$-Linie den in Trägermitte gebrochenen, in Abb. 22 punktierten Linienzug gewählt, dann würde man anstatt der genauen Zahl $\xi = 5{,}78 \cdot 0{,}97$ den Näherungswert $\xi = 6{,}0 \cdot 0{,}97$ gefunden haben.

Weil die Wandquerkraft R unter einer gleichmäßig verteilten Belastung p verschwindet, werden die Durchbiegungen δ_2 und δ_3 infolge der Stabmomente $\delta_2 = 0$; $\delta_3 = 0$.

Es lautet also die Gesamtdurchbiegung $\delta^{\max}$ in Trägermitte für eine größere Felderzahl n

$$(82) \quad \delta^{\max} = \frac{\mathfrak{M}_{\max} \cdot l^2}{E \cdot \bar{J}_{\max} \cdot 5{,}6}.$$

Für kleinere Felderzahlen n beträgt die Gesamtdurchbiegung $\delta^{\max}$ unter Benutzung der Berichtigungsbeizahl ε_1 aus Zahlentafel IX

$$(83) \quad \delta^{\max} = \varepsilon_1 \cdot \frac{\mathfrak{M}_{\max} \cdot l^2}{E \cdot \bar{J}_{\max} \cdot 5{,}6}, \text{ wo } \mathfrak{M}_{\max} = \frac{pl^2}{8} \text{ und } \bar{J}_{\max} = \frac{F_1}{2}(2f)^2.$$

Sonderfall eines unveränderlichen Belastungsmoments $\mathfrak{M}_0$.

Eine äußere Querkraft $\mathfrak{Q}$ tritt nicht auf; und das gedachte Trägheitsmoment $\bar{J}$ der Gl. (47) lautet $\bar{J} = \frac{F_1}{2} \cdot \cos\omega \cdot h^2 = \frac{F_1}{2} \cdot \cos\omega \left[2 \cdot \frac{4f}{l^2} x(l-x)\right]^2$. Setzt man diesen Wert in Gl. (40a) ein, dann folgt die Durchbiegung $\delta_1^{\max}$ infolge der Gurtachskräfte zu

$$(84) \quad \delta_1^{\max} = \frac{1}{E}\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{\mathfrak{M}_0}{\bar{J}} x\,dx =$$

$$= \frac{\mathfrak{M}_0}{E} \cdot \frac{2\,l^4}{F_1 \cdot \cos\omega \cdot 64 \cdot f^2} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{x\,dx}{x^2 (l-x)^2} dx = \infty.$$

Eine praktische Ausführung des Endständers von der Höhe Null ist indessen nicht möglich. Er wird immer eine Mindesthöhe h_0 besitzen. Daher ist die Durchbiegung $\delta_1^{\max}$ wie in Gl. (49) zu setzen

$$(84\text{a}) \quad \delta_1^{\max} = \frac{\mathfrak{M}_0 \cdot l^2}{E \cdot \bar{J}_0 \cdot \xi_1},$$

wo die Zahlenwerte von ξ_1 der Tafel II zu entnehmen sind.

Wegen $\mathfrak{Q} = 0$ lautet die Wandquerkraft wie beim Halbparabelträger $R = -2\,\mathfrak{M}_0 \frac{\operatorname{tg}\omega}{h}$. Das Ergebnis der Gl. (63) für den ersten Durchbiegungsanteil δ_2' infolge der Gurtmomente gilt auch hier. Für $h_0 : f = 0 : f = 0$ würde gemäß Gl. (63) $\delta_2' = -\infty$ werden; bei einer endlichen Höhe h_0 des Endständers wie früher

$$(85) \quad \delta_2' = -\frac{\mathfrak{M}_0 \cdot a^2}{24\,E \cdot J_1} \cdot \lg\left(\frac{2}{h_0 : f} + 1\right).$$

Weiter ist nach der allgemeinen Gl. (64) für den Durchbiegungsanteil δ_2''

$$\delta_2'' = -\frac{a^2 \cdot \mathfrak{M}_0}{12\,E \cdot J_1} \cdot 2\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{1}{\cos\omega} \frac{\operatorname{tg}^2\omega}{h^2} x\,dx$$

zu setzen

$$\operatorname{tg}\omega = \frac{4f}{l^2}(l-2x), \quad h^2 = \left[2 \cdot \frac{4f}{l^2} \cdot x \cdot (l-x)\right]^2,$$

womit δ_2'' folgt zu

$$(86) \quad \delta_2 = -\frac{a^2 \cdot \mathfrak{M}_0}{6\,E \cdot J_1} \cdot \frac{1}{4} \cdot \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{(l-2x)^2 \cdot x}{x^2 (l-x)^2} dx = -\infty.$$

Bei einer gewissen Endständerhöhe h_0 gilt wieder die Gl. (65)

$$(86\text{a}) \quad \delta_2'' = -\frac{a^2 \cdot \mathfrak{M}_0}{12\,E \cdot J_1} \frac{2}{3}\left(\frac{f}{h_0 + 1{,}0\,f}\right)^2.$$

Aus $\delta_2' - \delta_2''$ ergibt sich schließlich die Durchbiegung $\delta_2^{\max}$ infolge der Gurtmomente genau wie in Gl. (66) zu

$$(87) \quad \delta_2^{\max} = -\frac{a^2 \cdot \mathfrak{M}_0}{24\,E \cdot J_1}\left[\lg\left(\frac{1}{h_0 : f} + 1\right) - \frac{4}{3} \frac{1}{(h_0 : f + 1{,}0)^2}\right] =$$

$$= -\frac{a^2 \cdot \mathfrak{M}_0}{E \cdot J_1} \varphi_1,$$

wo für verschiedene Verhältnisse von $h_0 : f$ die Werte der Beizahl φ_1 der Zahlentafel IV entnommen werden können.

Bei Trägern mit einer Felderzahl $n < 5$ ist der Durchbiegungsanteil δ_2'' sehr klein und kann praktisch gegenüber den Anteil δ_2' ganz vernachlässigt werden.

Die Gl. (75) und (76) für die Durchbiegung δ_3 infolge der Pfostenmomente beim Halbparabelträger treffen auch für den Parabelträger zu

$$(88) \quad \delta_3^{\max} = -\frac{a \cdot \mathfrak{M}_0}{6\,E \cdot J_2} f.$$

Gemäß den Gl. (84a), (87) und (88) lautet endlich die Gesamtdurchbiegung unter einem unveränderlichen Belastungsmoment $\mathfrak{M}_0$

$$(89) \quad \delta^{\max} = \frac{\mathfrak{M}_0}{E}\left[\frac{n^2 \cdot a^2}{\bar{J}_0 \cdot \xi_1} - \frac{a^2}{24\,J_1} \varphi_1 - \frac{a\,f}{6\,J_2}\right].$$

IV. Der Trapezträger mit zwei Symmetrieachsen.

Beim Trapezträger verläuft die Gurtung nach einer in Balkenmitte gebrochenen Geraden. Gegenüber dem Halb-

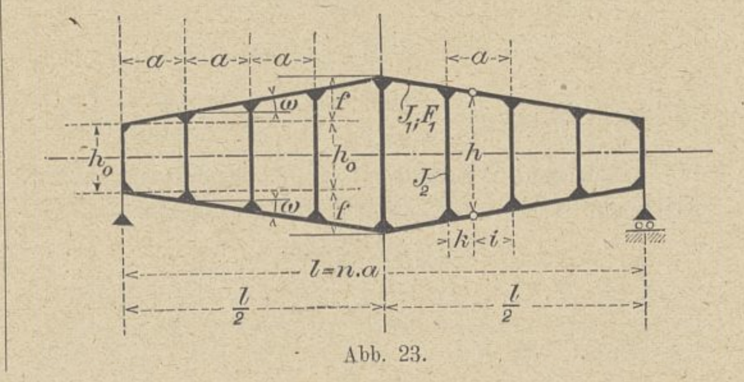


Abb. 23.

parabelträger ist die Gurtneigung ω gegen die Wagerechte für alle Felder einer Trägerhälfte eine unveränderliche Größe.

Beliebige Belastung.

Die allgemeinen Gleichungen (26)∼(34) für die Durchbiegung δ_1, Gl. (50)∼(54) für δ_2 und Gl. (68)∼(70) für δ_3, sowie die zugehörigen unter II beschriebenen Verfahren zur Ermittlung der Durchbiegungslinie sind auch für den Trapezträger zutreffend. Wegen der Unveränderlichkeit von $\sin\omega$, $\cos\omega$ und $\operatorname{tg}\omega$ können diese Größen vor das Σ- oder $\int$-Zeichen gezogen werden, wodurch sich die Berechnung noch etwas einfacher gestaltet.

Sonderfall einer gleichmäßig verteilten Belastung p

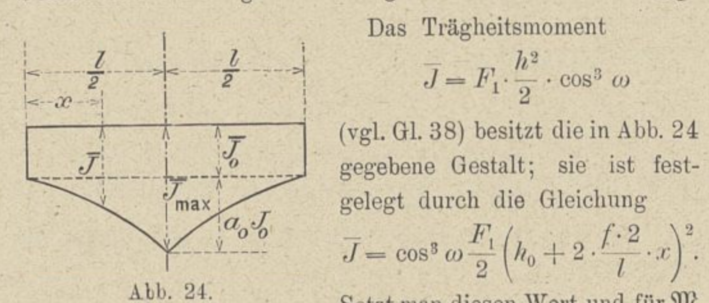


Abb. 24.

Das Trägheitsmoment

$$\bar{J} = F_1 \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \cos^3\omega$$

(vgl. Gl. 38) besitzt die in Abb. 24 gegebene Gestalt; sie ist festgelegt durch die Gleichung

$$\bar{J} = \cos^3\omega \frac{F_1}{2}\left(h_0 + 2 \cdot \frac{f \cdot 2}{l} \cdot x\right)^2.$$

Setzt man diesen Wert und für $\mathfrak{M}$ den Ausdruck $\frac{4\,\mathfrak{M}_{\max}}{l^2} x(l-x)$ in Gl. (40a)

$$\delta_1^{\max} = \frac{1}{E}\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{\mathfrak{M}}{\bar{J}} x\,dx$$

ein, dann folgt die Durchbiegung $\delta_1^{\max}$ in Trägermitte infolge der Gurtachskräfte zu

$$\delta_1^{\max} = \frac{4\,\mathfrak{M}_{\max}}{\left(\cos^3\omega \frac{F_1 \cdot h_0^2}{2}\right) \cdot E \cdot l^2} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{x^2(l-x)}{\left(1 + \frac{4}{h_0 : f} \cdot \frac{x}{l}\right)^2} dx$$

$$= \frac{4\,\mathfrak{M}_{\max}}{\bar{J}_0 \cdot E \cdot l^2} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{x^2(l-x)}{\left(1 + \frac{4}{h_0 : f} \cdot \frac{x}{l}\right)^2} dx;$$

$$(90)\quad \begin{cases} \delta_1^{\max} = \frac{\mathfrak{M}_{\max} \cdot l^2}{E \cdot \bar{J}_0} \cdot \frac{(h_0 : f)^2}{64} \Big\{ 6 + 4(h_0 : f) - \\ \quad - [3(h_0 : f)^2 + 8(h_0 : f)] \lg\left(\frac{h_0 : f + 2}{h_0 : f}\right) + \\ \quad + [4(h_0 : f) + (h_0 : f)^2] \frac{2}{h_0 : f + 2} \Big\} = \frac{\mathfrak{M}_{\max} \cdot l^2}{E \cdot \bar{J}_0} \cdot \frac{1}{\xi}. \end{cases}$$

Das Verhältnis $a_0 = \frac{\bar{J}_{\max} - \bar{J}_0}{\bar{J}_0}$ kann mit den bekannten Werten $\bar{J}_0 = \cos^3\omega \cdot \frac{F_1}{2} h_0^2$ und $\bar{J}_{\max} = \cos^3\omega \cdot \frac{F_1}{2}(h_0 + 2f)^2$ sofort angegeben werden; ferner besteht zwischen a_0 und dem Verhältnis $h_0 : f$ die leicht herzuleitende Beziehung

$$(91)\qquad h_0 : f = \frac{2}{\sqrt{a_0 + 1} - 1}.$$

Sie ergab sich aus $a_0 = \frac{\bar{J}_{\max} - \bar{J}_0}{\bar{J}_0} = \frac{F_1(h_0 + 2f)^2 - F_1 h_0^2}{F_1 \cdot h_0^2}$.

Verschiedene Annahmen von a_0 entsprechen als zugehörig die Werte ξ der nachfolgenden Zahlentafel.

Zahlentafel V.

$a_0 =$	0,5	1,0	1,5	2	3	4	9	14	24
$\xi =$	12,45	15,80	18,5	21,6	27,0	32,3	55,5	77,0	119,0

Für kleinere Felderzahlen lautet die Durchbiegung $\delta_1^{\max}$ mit Benutzung der Berichtigungsbeizahl ε_1 aus Zahlentafel IX

$$(92)\qquad \delta_1^{\max} = \varepsilon_1 \cdot \frac{\mathfrak{M}_{\max} \cdot l^2}{E \cdot \bar{J}_0 \cdot \xi}.$$

Die Durchbiegungsanteile δ_2' und δ_2'' sind allgemein bestimmt durch Gl. (55) und (57)

$$\delta_1' = \frac{a^2}{24 E J_1} \cdot \frac{1}{\cos\omega} \int_0^{\frac{l}{2}} \left(\mathfrak{Q} - 2\frac{\mathfrak{M}\operatorname{tg}\omega}{h}\right) dx;$$

$$\delta_2'' = \frac{a^2}{12 E J_1} \cdot \frac{1}{\cos\omega} \int_0^{\frac{l}{2}} \left(\frac{\mathfrak{Q}\operatorname{tg}\omega}{h} - 2\frac{\mathfrak{M}\operatorname{tg}^2\omega}{h^2}\right) x\,dx.$$

Darin ist für eine gleichförmig verteilte Belastung p einzusetzen: $\mathfrak{M} = \frac{p}{2} x(l-x)$, $\mathfrak{Q} = \frac{p}{2}(l - 2x)$. Weiter ist $\operatorname{tg}\omega = \frac{2f}{l}$ und für schwächere Gurtneigungen $\cos\omega = \sim 1$, während h eine mittlere noch zu bestimmende Trägerhöhe sein soll. Es folgt also der Durchbiegungsanteil δ_2' zu

$$\delta_2' = \frac{a^2}{24 E J_1}\left[\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{p}{2}(l - 2x)dx - \frac{2}{h}\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{p}{2} x(l-x)\frac{2f}{l} dx\right] =$$

$$= \frac{a^2\,\mathfrak{M}_{\max}}{24 E J_1}\left[1 - \frac{4}{3}\frac{f}{h}\right], \text{ wo } \mathfrak{M}_{\max} = p\frac{l^2}{8}.$$

Damit vorstehende Formel auch für $h_0 = 0$, d. h. für den Dreieckträger, zutrifft, ist zu setzen $h = h_0 + \frac{8}{9} f$ (vgl. Gl. 104), so daß sich ergibt:

$$(93)\qquad \delta_2' = \frac{a^2 \cdot \mathfrak{M}_{\max}}{24 E J_1}\left[1 - \frac{4}{3}\frac{f}{h_0 + \frac{8}{9}f}\right].$$

Der zweite Durchbiegungsanteil δ_2'' wird bei mittlerem h

$$\delta_2'' = \frac{a^2}{12 E J_1}\left[\frac{1}{h}\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{p}{2}(l - 2x)\frac{2f}{l} x\,dx - \frac{2}{h^2}\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{p}{2} x(l-x)\left(\frac{2f}{l}\right)^2 x\,dx\right]$$

$$= \frac{a^2\,\mathfrak{M}_{\max}}{12 E J_1}\left[\frac{1}{3}\frac{f}{h} - \frac{5}{6}\frac{f^2}{h^2}\right].$$

Mit der späteren für den Dreieckträger ermittelten Gl. (105) errechnet sich die mittlere Trägerhöhe aus $\frac{1}{3}\frac{f}{h} - \frac{5}{6}\frac{f^2}{h^2} = -\frac{1}{4}$ zu $h = h_0 + 1{,}28f$, so daß für δ_2'' sich ergibt:

$$(94)\quad \delta_2'' = \frac{a^2\,\mathfrak{M}_{\max}}{12 E J_1}\left[\frac{1}{3}\frac{f}{h_0 + 1{,}28f} - \frac{5}{6}\frac{f^2}{(h_0 + 1{,}28f)^2}\right].$$

Aus $\delta_2' - \delta_2''$ folgt endlich die Durchbiegung $\delta_2^{\max}$ infolge der Gurtmomente bei kleineren Felderzahlen n zu

$$(95)\quad \delta_2^{\max} = \varepsilon_2 \frac{a^2\,\mathfrak{M}_{\max}}{24 E J_1}\left[1 - \frac{4}{3} \cdot \frac{1}{h_0 : f + \frac{8}{9}} - \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{h_0 : f + 1{,}28} + \frac{5}{3} \cdot \frac{1}{(h_0 : f + 1{,}28)^2}\right] = \varepsilon_2 \frac{a^2\,\mathfrak{M}_{\max}}{24 E J_1} \cdot \varphi.$$

Die Beizahlen φ sind der Zahlentafel VI zu entnehmen.

Zahlentafel VI.

$h_0 : f =$	0,05	0,10	0,25	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0
$n \leqq 7\ \varphi =$	−0,423	−0,350	−0,170	0,040	0,187	0,293	0,442	0,538
$n > 7\ \varphi =$	0,017	0,043	0,070	0,190	0,262	0,322	0,418	0,490

$h_0 : f =$	2,5	3,0	4	5	6	7	8	9	10
$n \leqq 7\ \varphi =$	0,608	0,658	0,728	0,773	0,806	0,831	0,850	0,863	0,878
$n > 7\ \varphi =$	0,547	0,593	0,662	0,709	0,746	0,775	0,798	0,814	0,832

In Gl. (71) für $\delta_3^{\max}$

$$\delta_3^{\max} = \frac{a}{12 E J_2} \int_0^{\frac{l}{2}} \left(\mathfrak{Q} - 2\,\frac{\mathfrak{M}\,\mathrm{tg}\,\omega}{h}\right) h\,dx$$

ist zu setzen $\mathfrak{M} = \frac{p}{2} x (l - x)$, $\mathfrak{Q} = \frac{p}{2}(l - 2x)$, $\mathrm{tg}\,\omega = \frac{2f}{l}$

und $h = h_0 + \frac{4f}{l} x$. Alsdann wird die Durchbiegung $\delta_3^{\max}$ infolge der Pfostenmomente erhalten zu

$$(96)\quad \delta_3^{\max} = \frac{a}{12 E J_2}\left[\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{p}{2}(l - 2x)\left(h_0 + \frac{4f}{l}x\right) dx - \right.$$

$$\left. - 2\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{p}{2} x (l - x) \frac{2f}{l}\,dx\right] = \varepsilon_3 \cdot \frac{a \cdot \mathfrak{M}_{\max}}{12 E J_2}\left(h_0 - \frac{2}{3} f\right).$$

Zählt man $\delta_1^{\max}$ (Gl. 92), $\delta_2^{\max}$ (Gl. 95) und $\delta_3^{\max}$ (Gl. 96) zusammen, dann lautet die Gesamtdurchbiegung $\delta^{\max}$ in Trägermitte unter gleichförmig verteilter Belastung p

$$(97)\quad \delta^{\max} = \frac{\mathfrak{M}_{\max}}{E}\left[\varepsilon_1 \frac{n^2 a^2}{J_0 \cdot \xi} + \varepsilon_2 \frac{a^2}{24 J_1}\varphi + \varepsilon_3 \frac{a\left(h_0 - \frac{2}{3} f\right)}{12 J_2}\right].$$

Sonderfall eines unveränderlichen Belastungsmoments $\mathfrak{M}_0$.

Um die Durchbiegung $\delta_1^{\max}$ zu ermitteln, hat man in Gl. (40a) für $\mathfrak{M}$ die unveränderliche Größe $\mathfrak{M}_0$ und für das Trägheitsmoment $J = F_1 \cdot \cos\omega \cdot \frac{h^2}{2}$ den Ausdruck (vgl. Gl. 47)

$$J = \frac{F_1}{2} \cdot \cos\omega \left(h_0 + \frac{4f}{l}x\right)^2 =$$

$$= \frac{F_1}{2} \cdot \cos\omega \cdot h_0^2 \left(1 + \frac{4}{h_0 : f} \cdot \frac{x}{l}\right)^2 = J_0 \left(1 + \frac{4}{h_0 : f} \cdot \frac{x}{l}\right)^2$$

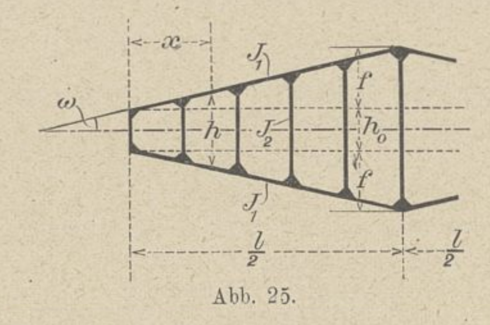


Abb. 25.

einzuführen. Damit ergibt sich die größte Durchbiegung $\delta_1^{\max}$ infolge der Gurtachskräfte zu

$$(98)\quad \delta_1^{\max} = \frac{\mathfrak{M}_0 \cdot}{E J_0} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{x\,dx}{\left(1 + \frac{4}{h_0 : f} \cdot \frac{x}{l}\right)^2} = \frac{\mathfrak{M}_0 \cdot l^2}{E \cdot J_0 \cdot \xi_1},$$

$$\text{wo}\quad \xi_1 = \frac{16}{(h_0 : f)^2 \cdot \left[\lg \frac{h_0 : f + 2}{h_0 : f} + \frac{h_0 : f}{h_0 : f + 2} - 1\right]}$$

$$\text{und}\quad J_0 = \cos\omega \cdot \frac{F_1}{2} h_0^2.$$

Dabei besteht noch zwischen den Verhältniswerten $h_0 : f$ und a_0 die Beziehung (vgl. Gl. 91)

$$h_0 : f = \frac{2}{\sqrt{a_0 + 1} - 1}.$$

Für verschiedene Annahmen von a_0 (vgl. auch Abb. 24) betragen die Werte von ξ_1

Zahlentafel VII.

$a_0 =$	0,5	1,0	1,5	2	3	4	9	14	24
$\xi_1 =$	10,5	12,8	14,85	16,9	20,7	24,4	39,8	53,6	79,8

Wegen $\mathfrak{M}_0 =$ Konst ist die äußere Querkraft $\mathfrak{Q} = \frac{d\mathfrak{M}_0}{dx} = 0$. Infolgedessen vereinfacht sich die Durchbiegung $\delta_2^{\max} = \delta_2' - \delta_2''$ (vgl. die Gl. 55 — 57) zu

$$\delta_2^{\max} = \frac{a^2}{24 E \cdot J_1} \cdot \frac{1}{\cos\omega}\left[-2\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{\mathfrak{M}_0 \cdot \mathrm{tg}\,\omega}{h}\,dx + 4\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{\mathfrak{M}_0 \cdot \mathrm{tg}^2\omega}{h^2}\,x\,dx\right].$$

$\mathfrak{M}_0$ und $\mathrm{tg}\,\omega = \frac{2f}{l}$ lassen sich wegen ihrer Unveränderlichkeit vor das $\int$-Zeichen ziehen, während für h zu setzen ist $h = h_0\left(1 + \frac{4f}{h_0} \cdot \frac{x}{l}\right)$. Man erhält also die Durchbiegung $\delta_2^{\max}$ infolge der Gurtmomente mit $\cos\omega = \sim 1$

$$\delta_2^{\max} = \frac{a^2 \cdot \mathfrak{M}_0}{24 E \cdot J_1}\left[-\frac{2 \cdot 2 \cdot f}{h_0 \cdot l}\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{dx}{1 + \frac{4 f x}{h_0\, l}} + \frac{4 \cdot 4 \cdot f^2}{h_0^2 \cdot l^2}\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{x \cdot dx}{\left(1 + \frac{4 f x}{h_0\, l}\right)^2}\right] =$$

$$(99)\quad \delta_2^{\max} = -\frac{a^2 \cdot \mathfrak{M}_0}{24 E J_1}\left\{\lg \frac{h_0 : f + 2}{h_0 : f} - \left[\lg \frac{h_0 : f + 2}{h_0 : f} - \frac{2}{h_0 : f + 2}\right]\right\}$$

$$= -\frac{a^2 \cdot \mathfrak{M}_0}{24 E \cdot J_1} \cdot \varphi_1.$$

Die Beizahlen φ_1 sind für verschiedene Annahmen von $h_0 : f$ berechnet und in Zahlentafel VIII mitgeteilt.

Zahlentafel VIII.

$h_0 : f =$		0,05	0,10	0,25	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5
$n \overline{\gtrless} 4$	$\varphi_1 =$	3,7136	3,044	2,197	1,609	1,299	1,098	0,847	0,693	0,588
$n > 5$	$\varphi_1 =$	0,976	0,952	0,889	0,800	0,727	0 667	0,571	0,500	0,444
$h_0 : f =$		3,0	4	5	6	7	8	9	10	
$n \overline{\gtrless} 4$	$\varphi_1 =$	0,511	0,405	0,336	0 283	0,251	0,223	0,201	0,182	
$n > 5$	$\varphi_1 =$	0,400	0,333	0,286	0,250	0,222	0,200	0,182	0,167	

Mit $\mathfrak{Q} = 0$ geht Gl. (71) über in

$$\delta_3^{\max} = -\frac{a \cdot \mathfrak{M}_0}{6 E \cdot J_2}\int_0^{\frac{l}{2}} \mathrm{tg}\,\omega \cdot dx = -\frac{a \cdot \mathfrak{M}_0}{6 E \cdot J_2}\,\frac{2f}{l}\int_0^{\frac{l}{2}} dx;$$

es beträgt also die Durchbiegung $\delta_3^{\max}$ infolge der Pfostenmomente

$$(100)\quad \delta_3^{\max} = -\frac{a \cdot \mathfrak{M}_0 \cdot f}{6 E \cdot J_2}.$$

Aus den Gl. (98), (99) und (100) folgt die Gesamtdurchbiegung in Trägermitte unter einem unveränderlichen Belastungsmoment $\mathfrak{M}_0$ für kleine und große Felderzahlen n

$$(101)\quad \delta^{\max} = \frac{\mathfrak{M}_0}{E}\left[\frac{n^2 \cdot a^2}{J_0 \cdot \xi_1} - \frac{a^2}{24 J_1}\varphi_1 - \frac{a \cdot f}{6 J_2}\right].$$

V. Der Dreieckträger mit zwei Symmetrieachsen.

Wird die Höhe h_0 des Endpfostens gleich Null, dann geht der Trapezträger (Abb. 23) in den Dreieckträger (Abb. 26) über. Die Neigung ω der Gurtung gegen die Wagerechte bleibt für alle Felder der gleichen Balkenhälfte unverändert.

Beliebige Belastung.

Unter einer beliebigen Belastung wird die Ermittlung der Durchbiegung eines bestimmten Knotenpunktes sowie die Auffindung der Biegelinie genau so vorgenommen wie beim

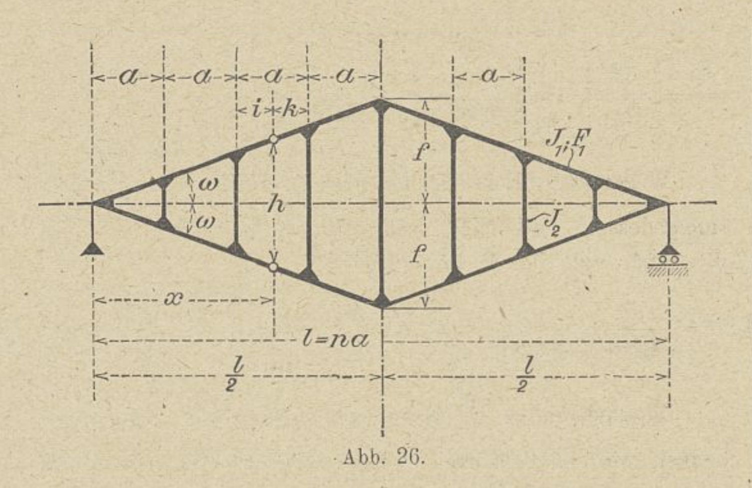


Abb. 26.

Trapezträger. Die gemachten allgemeinen Voraussetzungen sind die gleichen wie beim Halbparabelträger.

Sonderfall einer gleichförmig verteilten Belastung p.

In Gl. (40a) $\delta_1^{\max} = \frac{1}{E}\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{\mathfrak{M}}{\bar{J}} x\,dx$ ist einzuführen

$$\mathfrak{M} = \frac{4\,\mathfrak{M}_{\max}}{l^2} x(l-x),\quad \bar{J} = \frac{F_1}{2} \cdot h^2 \cdot \cos^3\omega = \frac{F_1}{2}\cos^3\omega \cdot \left(\frac{4f}{l}x\right)^2.$$

Dann bekommt man die Durchbiegung $\delta_1^{\max}$ infolge der Gurtachskräfte

$$\delta_1^{\max} = \frac{1}{E}\frac{4\,\mathfrak{M}_{\max}}{l^2} \cdot \frac{2}{F_1 \cdot \cos^3\omega} \cdot \frac{l^2}{16 f^2} \cdot \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{x^2(l-x)}{x^2} dx,$$

$$(102)\qquad \delta_1^{\max} = \frac{\mathfrak{M}_{\max}\, l^2}{E \cdot \bar{J}_{\max} \cdot {}^8/_3};\quad \text{wo } \bar{J}_{\max} = \frac{F_1}{2}(2f)^2 \cdot \cos^3\omega;$$

und für kleinere Felderzahlen mit den Zahlen ε_1 der Tafel IX

$$(103)\qquad \delta_1^{\max} = \varepsilon_1 \cdot \frac{\mathfrak{M}_{\max} \cdot l^2}{E \cdot J_{\max} \cdot {}^8/_3}.$$

Der allgemeine Ausdruck für den Durchbiegungsanteil δ_2' lautet gemäß Gl. (55)

$$\delta_2' = \frac{a^2}{24\,E \cdot J_1} \cdot \frac{1}{\cos\omega} \int_0^{\frac{l}{2}} \left(\mathfrak{Q} - \frac{2\,\mathfrak{M}\,\mathrm{tg}\,\omega}{h}\right) dx.$$

Darin ist einzusetzen

$$\mathfrak{Q} = \frac{p}{2}(l-2x),\quad \mathfrak{M} = \frac{p}{2}x(l-x),\quad \mathrm{tg}\,\omega = \frac{2f}{l},\quad h = \frac{4f}{l}x$$

und $\cos\omega = \sim 1$.

Es wird also

$$\delta_2' = \frac{a^2}{24 E \cdot J_1}\left[\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{p}{2}(l-2x)dx - 2\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{p}{2}x(l-x) \cdot \frac{2f}{l} \cdot \frac{1}{\frac{4f}{l}x} dx\right],$$

$$(104)\qquad \delta_2' = \frac{a^2 \cdot \mathfrak{M}_{\max}}{24\,E \cdot J_1}\left[1 - \frac{3}{2}\right] = -\frac{a^2 \cdot \mathfrak{M}_{\max}}{24\,E \cdot J_1} \cdot \frac{1}{2}.$$

Weiter folgt aus Gl. (57)

$$\delta_2'' = \frac{a^2}{12\,E \cdot J_1} \cdot \frac{1}{\cos\omega} \cdot \int^{\frac{l}{2}} \left(\frac{\mathfrak{Q} \cdot \mathrm{tg}\,\omega}{h} - \frac{2\,\mathfrak{M} \cdot \mathrm{tg}^2\omega}{h^2}\right) x\,dx$$

mit den entsprechenden W rten für $\mathfrak{Q}, \mathfrak{M}$ und mit $h = 2x\,\mathrm{tg}\,\omega$ der Durchbiegungsanteil δ_2''

$$\delta_2'' = \frac{a^2}{12 E \cdot J_1}\left[\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{p}{2}(l-2x)\frac{1}{2x}x dx - 2\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{p}{2}x(l-x)\frac{1}{4x^2}x dx\right],$$

$$(105)\qquad \delta_2'' = \frac{a^2 \cdot \mathfrak{M}_{\max}}{12\,E \cdot J_1}\left[\frac{1}{2} - \frac{3}{4}\right] = -\frac{a^2 \cdot \mathfrak{M}_{\max}}{12\,E \cdot J_1} \cdot \frac{1}{4}.$$

Aus $\delta_2' - \delta_2''$ ergibt sich die Durchbiegung $\delta_2^{\max}$ infolge der Gurtmomente

$$(106)\qquad \delta_2^{\max} = \delta_2' - \delta_2'' = 0.$$

Für kleinere Felderzahlen n ist indessen $\delta_2'' < \delta_2'$; deshalb bleibt hier noch eine der Durchbiegung $\delta_1^{\max}$ entgegengerichtete Senkung übrig. Man arbeitet etwas zu ungünstig, wenn auch für ein kleineres n die Durchbiegung δ_2 gleich Null angenommen wird.

Setzt man in Gl. (96) $h_0 = 0$, dann wird die Durchbiegung $\delta_3^{\max}$ infolge der Pfostenmomente

$$(107)\qquad \delta_3^{\max} = -\varepsilon_3 \cdot \frac{a \cdot \mathfrak{M}_{\max}}{12\,E \cdot J_2} \cdot \frac{2}{3} f.$$

Aus den Gl. (103), (106) und (107) ergibt sich schließlich die Gesamtdurchbiegung zu

$$(108)\qquad \delta^{\max} = \frac{\mathfrak{M}_{\max}}{E}\left[\varepsilon_1 \frac{l_2}{\bar{J}_{\max} \cdot {}^8/_3} - \varepsilon_3 \cdot \frac{a \cdot f}{18 \cdot J_2}\right].$$

Sonderfall eines unveränderlichen Belastungsmoments $\mathfrak{M}_0$.

Mit dem Trägheitsmoment $\bar{J} = \frac{F_1}{2}\cos\omega \cdot h^2 = \frac{F_1}{2}\cos\omega$ $(2x\,\mathrm{tg}\,\omega)^2$ ergibt sich die Durchbiegung $\delta_1^{\max}$ infolge der Gurtachskräfte aus $\delta_1^{\max} = \frac{1}{E}\int \frac{\mathfrak{M}_0}{\bar{J}} x\,dx$ zu

$$(109)\qquad \delta_1^{\max} = \frac{\mathfrak{M}_0}{E} \cdot \frac{2}{F_1 \cdot \cos\omega \cdot \mathrm{tg}^2\,\omega} \cdot \frac{1}{4} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{x\,dx}{x^2} = \infty.$$

Wie schon beim Parabelträger ausgeführt, muß der Endständer indessen stets eine gewisse Mindesthöhe h_0 besitzen. Unter diesen Umständen berechnet sich die Durchbiegung $\delta_1^{\max}$ wie beim Trapezträger (vgl. Gl. 98) aus

$$(109a)\qquad \delta_1^{\max} = \frac{\mathfrak{M}_0 \cdot l_2}{E \cdot \bar{J}_0 \cdot \xi_1},$$

wo die Zahlenwerte von ξ_1 der Tafel VII entnommen werden können. — Für $h_0 = 0$ folgt die Durchbiegung $\delta_2^{\max}$ infolge der Gurtmomente aus Gl. (99) zu

$$(110)\qquad \delta_2^{\max} = -\frac{a^2 \cdot \mathfrak{M}_0}{24\,E \cdot J_1};$$

und für endliche Endständerhöhen h_0 mit den Werten der Beizahl φ_1 aus Zahlentafel VIII zu

$$(110a)\qquad \delta_2^{\max} = -\frac{a^2 \cdot \mathfrak{M}_0}{24\,E \cdot J_1} \cdot \varphi_1.$$

Die Durchbiegung $\delta_3^{\max}$ infolge der Pfostenmomente lautet wie beim Trapezträger Gl. (100)

$$(111)\qquad \delta_3^{\max} = -\frac{a \cdot f \cdot \mathfrak{M}_0}{6\,J_2}.$$

Schließlich erhält man die Gesamtdurchbiegung $\delta^{\max}$ in Trägermitte unter einem unveränderlichen Belastungsmoment $\mathfrak{M}_0$ aus $\delta^{\max} = \delta_1^{\max} + \delta_2^{\max} + \delta_3^{\max} =$

$$(112)\qquad \delta^{\max} = \frac{\mathfrak{M}_0}{E}\left[\frac{n^2 a^2}{\bar{J}_0 \cdot \xi_1} - \frac{a_2}{24\,J_1}\varphi_1 - \frac{a \cdot f}{6\,J_2}\right].$$

VI. Die Knickkraft von Rahmenstäben.

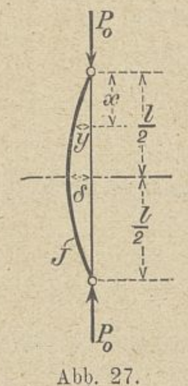


Abb. 27.

Die Biegelinie eines Vollwandstabes von unveränderlichem Trägheitsmoment J unter der Knicklast P_0 (vgl. Abb. 27) ist bei gelenkiger Lagerung der Stabenden bekanntlich eine Sinuslinie

$$y = \delta \sin\frac{\pi x}{l},$$

wo δ die gedachte kleine Ausbiegung in Stabmitte. Sie wird hervorgerufen durch das

Kraftmoment $\mathfrak{M} = P \cdot y$, das ebenfalls nach einer Sinuslinie verläuft

$$\mathfrak{M} = P_0 \cdot y = P_0 \cdot \delta \sin \frac{\pi x}{l} \cdot$$

Die zugehörige Knickkraft beträgt nach der Euler-Formel

$$P_0 = \frac{\pi^2 E \cdot J}{l^2}.$$

Legt man für die Kraftmomente statt der Sinuslinie eine von ihr nur wenig abweichende Linie, z. B. die Parabel vom Pfeil $P_0 \cdot \delta$ zugrunde, dann lautet die zugehörige Durchbiegung in Stabmitte

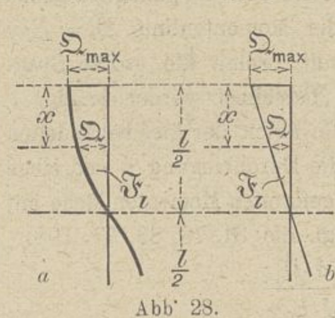
$$\delta = \frac{P_0 \cdot \delta}{E \cdot J} \cdot \frac{5}{48} l^2.$$

Aus $P_0 \cdot \delta = P_0 \cdot \frac{P_0 \delta}{E \cdot J} \cdot \frac{5}{48} l^2$ folgt die angenäherte Knickkraft zu

$$P_0 = \frac{9{,}6 \cdot E \cdot J}{l^2}.$$

Der Unterschied gegenüber der Knickkraft nach Euler beträgt nur 2,7 vH; er geht nach der sicheren Seite.

Beim Vollwandstabe ist der Einfluß der Querkraft $\mathfrak{Q}$ auf die Durchbiegung, d. h. auf die Größe der Knickkraft, sehr gering, praktisch gleich Null. Bei gegliederten Stäben, zu denen auch die Rahmenstäbe zählen, darf der Einfluß der Querkraft keineswegs vernachlässigt werden. Durch ihn wird die Durchbiegung nicht unwesentlich erhöht, mithin die Knickkraft geringer. Ein gegliederter Stab besitzt also eine kleinere Knickkraft als ein Vollwandstab von gleichem Trägheitsmoment J.


Abb. 28.

Ist die Kraftmomentenlinie eine Sinuslinie, dann verläuft die zugehörige Querkraftlinie als Kosinuslinie (Abb. 28a)

$$\mathfrak{Q} = \frac{\pi}{l} \mathfrak{M}_{\max} \cos \frac{\pi x}{l},$$

wobei $\mathfrak{M}_{\max} = P \cdot \delta$.

Die größte Querkraft $\mathfrak{Q}_{\max}$ tritt an den Stabenden auf

$$\mathfrak{Q}_{\max} = \frac{\pi}{l} \mathfrak{M}_{\max};$$

Der Flächeninhalt $\mathfrak{F}_l$ der Querkraftfläche über eine Stabhälfte hat den Wert

$$\mathfrak{F}_l = \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{\pi}{l} \mathfrak{M}_{\max} \cos \frac{\pi x}{l} \, dx = \mathfrak{M}_{\max}.$$

Für eine nach der Parabel verlaufende Kraftmomentenlinie ist die Querkraftlinie eine Gerade (Abb. 28b)

$$\mathfrak{Q} = \frac{4}{l^2} \mathfrak{M}_{\max} (l - 2x);$$

ihr Größtwert an den Stabenden beträgt

$$\mathfrak{Q}_{\max} = \frac{4}{l} \mathfrak{M}_{\max};$$

und die Querkraftfläche $\mathfrak{F}_l$

$$\mathfrak{F}_l = \frac{4}{l} \mathfrak{M}_{\max} \frac{l}{4} = \mathfrak{M}_{\max}.$$

Der Inhalt der Querkraftfläche $\mathfrak{F}_l$, durch den der Durchbiegungsanteil infolge der Querkräfte $\mathfrak{Q}$ im wesentlichen bedingt wird, ist also in beiden Fällen gleich groß. Ist weiter das Trägheitsmoment des Stabes nicht mehr unveränderlich, sondern nach der Mitte des Stabes anwachsend, dann entfernt sich die genauere Biegelinie von der Sinuslinie und nähert sich der Parabel; bei größerer Veränderlichkeit von J kann die Krümmung der Biegelinie an den Stabenden die der Parabel sogar übertreffen.

Es ist praktisch durchaus zulässig, für die Ermittlung der Knickkraft eine Parabel als Kraftmomentenlinie zu benutzen.

1. Achsialer Lastangriff.

Die Gurtstäbe sollen von einem bis zum anderen Stabende den gleichen Querschnitt (F_1, J_1) besitzen; desgleichen die Querpfosten (F_2, J_2). Die Belastung P_0 greife genau in der geraden Achse des Rahmenstabes an. Als Lagerung der Stabenden werden wie in Abb. 27 Gelenke vorausgesetzt.

a) Rahmenstab mit parallelen Gurtungen (Abb. 29).

Die Durchbiegung δ in Stabmitte infolge gleichmäßig verteilter Belastung p beträgt[2])

$$\delta = \frac{\mathfrak{M}_{\max}}{E} \left[\varepsilon_1 \frac{5}{48} \frac{l^2}{J} + \varepsilon_2 \frac{a^2}{24 J_1} + \varepsilon_3 \frac{a h}{12 J_2} \right].$$

Aus $P_0 \delta = \mathfrak{M}_{\max}$ folgt mit $\frac{48}{5} = \sim \pi^2$ die Knickkraft zu

$$P_0 = \frac{\pi^2 E \cdot J}{l^2} \cdot \frac{1}{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 \frac{a^2}{l^2} \cdot \frac{J}{2{,}5 J_1} + \varepsilon_3 \frac{a \cdot h}{l^2} \cdot \frac{J}{1{,}25 J_2}} \cdot \mu \quad \text{oder}$$

$$(113) \qquad P_0 = \frac{\pi^2 E \cdot J}{l^2} \cdot \gamma \cdot \mu,$$

Abb. 29.

worin bedeuten

J das Trägheitsmoment des Hauptstabes $= F_1 \cdot \frac{h^2}{2}$;

ε_1, ε_2, ε_3 die Berichtigungsbeizahlen für endliche Felderzahlen n (Tafel IX);

$$\gamma = \frac{1}{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 \frac{a^2}{l^2} \frac{J}{2{,}5 J_1} + \varepsilon_3 \frac{a \cdot h}{l^2} \frac{J}{1{,}25 \cdot J_2}}$$

die Abminderungszahl des gegliederten Stabes gegenüber dem Vollstab von gleichem Trägheitsmoment;

μ eine Abminderungszahl infolge Nachgiebigkeit der Nietverbindungen und wegen des vernachlässigten geringen Einflusses der Stabquerkräfte, im Mittel $\mu = 0{,}90$.

Zahlentafel IX.

$n =$	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\varepsilon_1 =$	0,60	0,715	0,90	0,895	0,955	0,945	0,975	0,970	0,985
$\varepsilon_2 =$	1,00	0,89	1,00	0,96	1,00	0,98	1,00	0,99	1,00
$\varepsilon_3 =$	0,500	0,670	0,875	0,880	0,945	0,940	0,970	0,965	0,980

Anmerkung: Setzt man hier wie auch in den folgenden Fällen $\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 1$, dann arbeitet man etwas zu ungünstig, was im Interesse der Sicherheit zu empfehlen ist.

b) Rahmenstab mit gekrümmter Gurtung nach Abb. 30.

Mit der Durchbiegung δ aus Gl. (78) ergibt sich für den nach Abb. 30 gebildeten Stab die Knickkraft

$$(114) \qquad P_0 = \frac{\xi \cdot E \cdot J_0}{l^2} \gamma \cdot \mu, \quad \text{wo}$$

ξ aus Zahlentafel I zu entnehmen;

2) Vgl.: „Die Durchbiegung der Rahmenträger" in der „Zeitschrift für Bauwesen 1916, Heft 10/12; Gl. 18, 22, 23".

$\overline{J}_0 = F_1 \frac{h_0^2}{2} \cdot \cos^3 \omega_0$, ω_0 Neigung der Gurtung am Stabende;

$$\gamma = 1 : \left[\varepsilon_1 + \varepsilon_2 \frac{a^2}{l^2} \cdot \frac{\varphi \cdot \overline{J}_0}{\frac{24}{\xi} J_1} + \varepsilon_3 \frac{a \cdot h_0}{l^2} \cdot \frac{\overline{J}_0}{\frac{12}{\xi} J_2} \right];$$

φ die Beiwerte der Zahlentafel III;
$\mu = 0{,}90$.

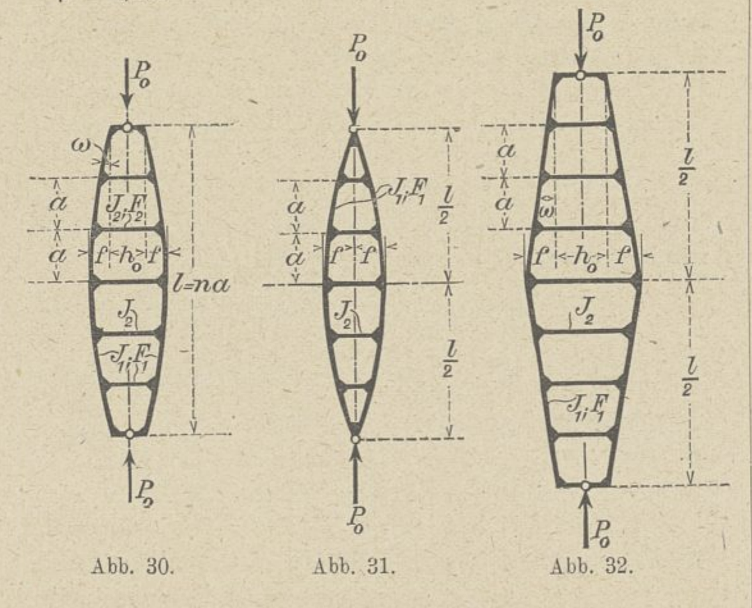


Abb. 30. Abb. 31. Abb. 32.

c) Rahmenstab mit gekrümmter Gurtung nach Abb. 31.
Mit Gl. (83) berechnet sich die Knickkraft zu

$$P_0 = \frac{1}{\varepsilon_1} \cdot \frac{5{,}6 \cdot E \cdot J_{\max}}{l^2} \cdot \mu, \tag{115}$$

wo $J_{\max} = \frac{F_1}{2} (2f)^2$;
$\mu = 0{,}90$.

d) Rahmenstab mit gebrochener Gurtung nach Abb. 32.
Mit Hilfe von Gl. (97) wird die Knickkraft

$$P_0 = \frac{\xi \cdot E \cdot \overline{J}_0}{l^2} \cdot \gamma \cdot \mu, \tag{116}$$

wo $\overline{J}_0 = \frac{F_1}{2} h_0^2 \cdot \cos^3 \omega$;

$$\gamma = 1 : \left[\varepsilon_1 + \varepsilon_2 \frac{a^2}{l^2} \cdot \frac{\varphi \cdot \overline{J}_0}{\frac{24}{\xi} \cdot J_1} + \varepsilon_3 \frac{a (h_0 - \frac{2}{3} f)}{l^2} \cdot \frac{\overline{J}_0}{\frac{12}{\xi} \cdot J_2} \right];$$

ξ die Zahlen der Tafel V;
φ „ „ „ „ VI;
$\mu = 0{,}90$.

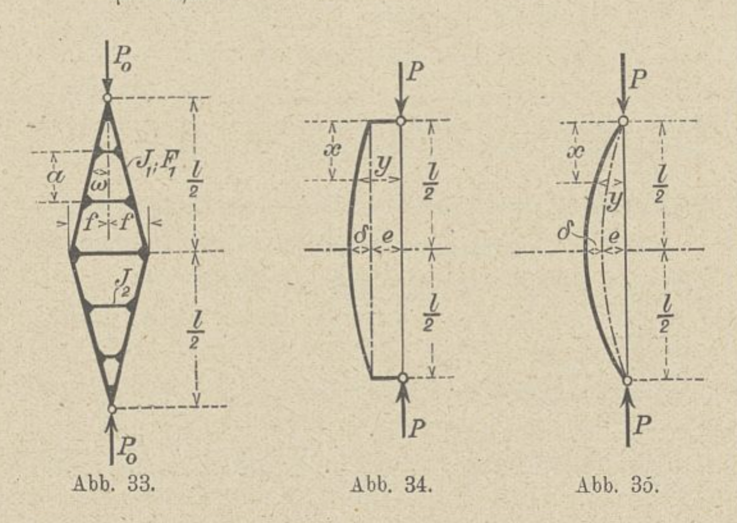


Abb. 33. Abb. 34. Abb. 35.

e) Rahmenstab mit gebrochener Gurtung nach Abb. 33.
Hier gilt für δ die Gl. (108). Damit lautet die Knickkraft

$$P_0 = \frac{8}{3} \cdot \frac{E \cdot \overline{J}_{\max}}{l^2} \cdot \gamma \cdot \mu, \tag{117}$$

wo $\overline{J}_{\max} = \frac{F_1}{2} (2f)^2 \cdot \cos^3 \omega$;

$$\gamma = 1 : \left[\varepsilon_1 - \varepsilon_3 \frac{a \cdot f}{l^2} \cdot \frac{\overline{J}_{\max}}{6{,}75 J_2} \right];$$

$\mu = 0{,}90$.

2. Einseitiger Lastangriff.

Greift die Drucklast nicht mehr in der Achse des geraden Stabes, sondern einseitig an (Abb. 34); oder besitzt der Stab eine ursprüngliche kleine Krümmung, deren Form genügend genau eine Parabel vom Pfeil e (Abb. 35), dann tritt eine Stabverbiegung schon unter einer weit kleineren Last P auf als unter der Knickkraft P_0. Die Ausbiegung δ nimmt mit wachsender Belastung P zu. Der Bruch des Stabes erfolgt, wenn die Kantenpressung $\sigma_{\max}$ an der inneren Leibung des Stabes im gefährlichen Querschnitt die Bruchfestigkeit k des Baustoffes überschreitet. Der Stab geht durch Druck und Biegung zugrunde. Aus der Knickaufgabe ist eine Bruchaufgabe geworden. Um diese zu lösen, ist es erforderlich, die größte Durchbiegung δ in Stabmitte unter der einseitig angreifenden Last P zu kennen. Hat man letztere gefunden, dann ist, weil die δ-Linie genügend genau nach einer Parabel verläuft, die Momentenlinie $\mathfrak{M} = P \cdot y$ und die Querkraftlinie $\mathfrak{Q}$ bekannt, womit die größte Spannung $\sigma_{\max}$ im Bruchquerschnitt berechnet werden kann.

Allgemein läßt sich für alle Arten der hier behandelten Rahmenstäbe (Abb. 29 bis 33) die Durchbiegung δ schreiben infolge einer nach der Parabel geformten Momentenfläche mit dem Größtwert $\mathfrak{M}_{\max} = P \cdot \delta$ (vgl. die Gl. 78, 83, 97, 108)

$$\delta' = \frac{P \cdot \delta \cdot l^2}{E \cdot \overline{J} \cdot \xi \cdot \gamma}$$

und infolge eines unveränderlichen Belastungsmomentes $\mathfrak{M}_0 = P \cdot e$ (vgl. die Gl. 79, 89, 101, 112)

$$\delta'' = \frac{P \cdot e \cdot l^2}{E \cdot \overline{J} \xi_1 \cdot \gamma_1}.$$

Darin bedeuten ξ und ξ_1 bekannte Zahlen (vgl. die Tafeln I, II; V, VII), während die γ und γ_1 sich aus den angezogenen Gleichungen leicht hinschreiben lassen.[3])

Bei einem einseitigen Lastangriff nach Abb. 34 folgt die Ausbiegung δ aus $\delta = \delta' + \delta''$

$$\delta = \frac{P \cdot \delta \cdot l^2}{E \cdot \overline{J} \cdot \xi \cdot \gamma} + \frac{P \cdot e \cdot l^2}{E \cdot \overline{J} \cdot \xi_1 \cdot \gamma_1} \text{ zu}$$

$$\delta = e \cdot \frac{\xi \cdot \gamma}{\xi_1 \cdot \gamma_1} \cdot \frac{1}{\nu - 1}; \tag{118}$$

und bei einem Lastangriff nach Abb. 35 aus

$$\delta = \frac{P \cdot \delta \cdot l^2}{E \cdot \overline{J} \cdot \xi \cdot \gamma} + \frac{P \cdot e \cdot l^2}{E \cdot \overline{J} \cdot \xi \cdot \gamma} \text{ zu}$$

$$\delta = \frac{e}{\nu - 1}, \tag{119}$$

wo in beiden Fällen

$$\nu = \frac{\xi \cdot E \cdot \overline{J}}{l^2} \gamma : P = P_0 : P \tag{120}$$

das Verhältnis der Knickkraft P_0 beim achsial gedrückten

3) Für den Parallelträger der Abb. 29 beträgt $J = F_1 \cdot \frac{h^2}{2}$, $\xi_1 = 8$ und $\gamma_1 = 1$.

Stabe (ohne Berücksichtigung der Beizahl μ) zur einseitigen Belastung P bedeutet.

Voraussetzung bei allen vorstehenden Untersuchungen war, daß das Elastizitätsmaß E eine unveränderliche Größe, d. h. daß die Proportionalitätsgrenze σp von den Stabspannungen nirgends überschritten wurde. Außerhalb dieser ist für achsialen Lastangriff an Stelle E eine entsprechend geminderte Größe: der Engeßersche Knickmodul $T = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$ einzuführen. Bei einseitigen Lastangriffen liegt die Sache nicht so einfach. Hier kann man einen unteren Grenzwert P_p dadurch bekommen, daß $\sigma_{max} = \sigma_p$ und $T = E$ gesetzt werden. Indessen ist die Bruchlast noch nicht ganz erreicht. Die Belastung P wird, wenn auch nicht wesentlich, noch weiter steigen, bis im gefährlichen Querschnitt die größte Spannung σ_{max} die Bruchfestigkeit k erreicht. Sodann müssen die Einzelstäbe zwischen den Knoten für sich knicksicher sein. Auch dürfen die Querpfosten und deren Vernietung vor Erreichung der Bruchlast des Hauptstabes nicht nachgeben.

Februar 1917. E. Elwitz.

Neuere Verfahren der Trink- und Gebrauchswasser-Aufbereitung.[1]

Von P. Ziegler, Baurat in Clausthal.

Oberflächenwasser entspricht niemals, Quell- und Grundwasser nicht immer den Ansprüchen, die jetzt an ein einwandfreies Trinkwasser gestellt werden. Der Stand unseres chemischen, bakteriologischen und technischen Wissens befähigt uns aber, beinahe jedes in der Natur vorkommende Wasser in eine klare, trinkbare und bekömmliche Flüssigkeit zu verwandeln, die auch für die Beförderung in Leitungen und für gewerbliche Zwecke geeignet ist. Die in Betracht kommenden Verfahren müssen für den Großbetrieb geeignet, wirtschaftlich und zuverlässig sein. Vorbildlich sind dafür zunächst die natürlichen Vorgänge der Selbstreinigung.

Wenn man diese indessen aufs äußerste beschleunigt und auf kleiner Fläche konzentriert, wie es für die tägliche schnelle und billige Behandlung großer Bedarfsmengen erforderlich ist, so weicht man von der Natur ab. Wir dürfen dann nicht vergessen, auch wieder für eine künstliche Reinigung und Rückbildung der Reinigungsanlagen selbst Sorge zu tragen. Als Reinigungsanlagen, deren Reinigung und Rückbildung man nur in sehr beschränktem Maße in der Hand hat, sind zu nennen: künstliche Grundwasserbildung (Frankfurt a. M.), Unterwasserfilter (Talsperren), Rieselwiesen, Kunststeinfilter, bis zu einem gewissen Grade auch Langsamfilter u. dgl. Bei ihnen wird auf die Dauer die Lieferung eines nach Güte und Menge gleichmäßigen Wassers nicht immer gewährleistet.

Unter den zur Verfügung stehenden Rohwasserbezugsquellen sucht man sich diejenigen aus, die den geringsten Aufwand an Schwierigkeiten verwaltungsrechtlicher Natur, Zeit, Leitungs-, Aufspeicherungs- und Aufbereitungskosten, bei nachhaltiger Deckung des Bedarfs bieten. Eine Aufgabe, die bei dem ins Ungemessene steigenden Wasserverbrauch und der immer mehr zunehmenden Verunreinigung des Oberflächen- und Untergrundwassers für die Gemeinden und Wasserwerkdirektoren ein Gegenstand ständiger Sorge ist. Der Güte nach folgen einander in der Regel Quell-, Grund-, See- (Talsperren-)[2], Flußwasser.[3]) Mit Rücksicht auf eine gleichzeitige Verwendbarkeit für Trink- und gewerbliche Zwecke und auf die Beförderung im Leitungsnetz muß das Wasser klar, kühl (10°C), von gutem Geschmack und Geruch, möglichst frei von Gasen, Schwimm- und Schwebestoffen, echten und unechten Lösungen und Krankheitserregern sein. Art, Grad, Zeit, Umfang und Kosten der Aufbereitung oder Reinigung richten sich nach der oft zeitlich wechselnden Beschaffenheit des Rohwassers.

Schon durch die Wahl der Entnahmestelle nach Grundriß und Höhenlage ist ein gewisser Schutz vor Verunreinigungen und Verseuchung zu erzielen. Sink- und Schwimmstoffe und Wassertiere lassen sich durch Grundschwellen, Tauchwände, Rechen, Siebe, Gitter u. dgl. zurückhalten. Große vor Strömung und Sturm geschützte Wassertiefen liefern ungetrübtes kühles Wasser. Die Beförderung mittels Kreiselpumpen und Saugern (Lüftung) hat einen günstigen Einfluß. Im übrigen finden hauptsächlich folgende Wasserreinigungsverfahren Anwendung:

1. das Absitzen in Behältern zum Abscheiden des Schlammes und der Sinkstoffe;

2. das Ausfällen in Niederschlagbecken mittels Chemikalien zur Beschleunigung des Absitzens, zur Ausscheidung der Schwebestoffe und der unechten Lösungen (Kolloide, Bildung von Gerinnseln, koagulierten Kolloiden);

3. das Lüften in Fällen und Treppen, Springbrunnen und Rieslern zur Verbesserung von Geruch und Geschmack, zur Entfärbung, Enteisenung, Entmanganung, Entfernung von Gasen und organischen Beimengungen;

4. die Behandlung mit Chemikalien (Kalk, Soda, Baryt u. dgl.), Marmor- und Permutitfilter zur Enthärtung, Enteisenung, Entsäuerung (Verminderung der Lösungsfähigkeit), Entfärbung;

5. die Filterung zur Zurückhaltung der unlöslichen Stoffe und der in unechter Lösung befindlichen Stoffe (Kolloide).

---

1) Die Abbildungen 1 bis 20 sind entnommen aus Ziegler, Schnellfilter, ihr Bau und Betrieb. Verlag von Otto Spamer, Leipzig 1919. Soweit diese Abbildungen aus Engineering Record und Engineering News entnommen sind, sind sie mit „E. R." bzw. „E. N." und Band- und Seitenangabe versehen. Die Abb. 21 bis 28 sind von Hans Reisert, Köln-Braunsfeld, zur Verfügung gestellt.

2) Vgl. Ziegler, Der Talsperrenbau. Ernst u. Sohn, Berlin 1911, Seite 107.

3) Quellwasser kann, wie schon oben angegeben, keineswegs immer den ersten Rang beanspruchen, sondern ist zuweilen unterirdisch fließendes Oberflächenwasser. Bekanntlich muß das Quellwasser in Paderborn durch Ozonbehandlung brauchbar gemacht werden. (D. Schriftleitung.)

Die Verfahren zu 1 bis 5 dienen auch zur Entkeimung, d. h. zur Entfernung der kleinsten Lebewesen (Bakterien), die nicht im Wasser frei zu schweben, sondern an die darin enthaltenen Verunreinigungen gebunden zu sein und in diesen ihre Lebensbedingungen zu finden scheinen. Typhusbakterien z. B. sterben in reinem Wasser ab. Unter der unendlichen Fülle und Mannigfaltigkeit der im Wasser enthaltenen Lebewesen, von denen die meisten für die tierische und pflanzliche Lebenstätigkeit ungefährlich, ja sogar förderlich sind, befinden sich auch die Krankheitserreger des Typhus, der Cholera und anderer Ansteckungskrankheiten. Bei der Wasserreinigung ist es nicht möglich, schädliche und unschädliche zu trennen. Die ersteren (pathogenen) Keime sind glücklicherweise die empfindlicheren und gehen zuerst zugrunde. Mehr als Keimarmut des Wassers ist mit obigen Verfahren nicht zu erreichen. Als ein Zeichen unschädlichen Wassers hat man ziemlich willkürlich 100 entwicklungsfähige Keime für 1 ccm als Grenze festgesetzt.

In jedem größeren Wasserwerk befinden sich Brutschränke, in denen auf Nährböden, ausgebreitet auf Glasplatten, mit Gradteilung die Keime einer Wassermenge von 1 ccm bei 20° C entwickelt, sichtbar gemacht und zur Beurteilung des Wassers gezählt werden. Die Grenze ist hinreichend niedrig, weil ein gesunder Körper selbst eine Anzahl Krankheitserreger ohne Nachteil verarbeiten kann. Einer Art Massenangriff durch Bakterienansammlungen in Schleim-, Detritusklümpchen u. dgl. kann aber erfolgreich sowohl durch Langsam- als durch Schnellfilterung vorgebeugt werden. Die Krankheitserreger selbst sind sehr schwer festzustellen. Man erblickt in dem Bakterium coli, einem Darmbakterium der Warmblüter, welches selbst unschädlich, widerstandsfähiger als die Krankheitserreger und durch das Eijkmannsche Verfahren (Lueger I, S. 46) leicht nachweisbar ist, ein Kennzeichen für die bakterielle Beschaffenheit des Wassers. Seine Anwesenheit deutet auf tierische (menschliche) Verunreinigungen und mahnt zur Vorsicht. Seine Abwesenheit läßt den Schluß zu, daß die empfindlichen Krankheitserreger, wenn solche vorhanden waren, schon vor dem Bakterium coli zugrunde gegangen sind.

Falls die mit den unter 1 bis 5 angeführten Mitteln erzielbare Keimarmut nicht hinreicht, ein gesundheitlich einwandfreies Wasser zu gewährleisten, so muß allein oder als Ergänzung dieser Mittel eine Abtötung aller Keime (Desinfektion, Sterilisation) erstrebt werden. Abkochen oder Destillation eignet sich nicht für den Großbetrieb. Gebräuchlich sind Keimtötung durch

1. Ozonisierung, Durchdringung des Wassers mit gasförmigem aktiven Sauerstoff innerhalb von Rieslern im Gegenstromverfahren,

2. Durchleuchtung des Wassers mit ultravioletten Strahlen,

3. Vergiftung der Bakterien mit Chemikalien.

Die zu 1 und 2 genannten Verfahren sind zwar bei genügender Sorgfalt einwandfrei, aber umständlich, zeitraubend und teuer, erfordern auch unter allen Umständen klares Wasser. Bezüglich 3 hat sich herausgestellt, daß es Chemikalien gibt, die ihre keimtötende Wirkung schon bei so verschwindenden Zusatzmengen ausüben, daß sie die Genußfähigkeit, Bekömmlichkeit und technische Verwendbarkeit des Wassers nicht beeinträchtigen, so daß man schnell, einfach und billig zum Ziel gelangt. — Das Hauptmittel zur Reinigung und Aufbesserung des Wassers bleibt aber die Filterung in ihren verschiedenen Formen. In Deutschland ist das aus England stammende „Langsamfilter" beinahe ausschließlich gebräuchlich; wo nötig ergänzt durch Lüftung, Entsäuerung, Enteisenung und Enthärtung.

Als Keimtötungsmittel findet man Ozonisierung und ultraviolette Strahlen, nur in Ausnahme- und Notfällen chemische Desinfektionsmittel in Anwendung. Jene Verfahren sind möglich und wohl auch nicht unzweckmäßig, wo ein verhältnismäßig gutes Rohwasser zur Verfügung steht oder ohne unerschwingliche Kosten zu beschaffen ist: Quell-, Grund-, See- oder Talsperrenwasser. Man scheut sich aber unrichtigerweise auch nicht sie da anzuwenden, wo man gezwungen ist ein Rohwasser aufzubereiten, das vorher erst für die Zwecke der Langsamfilterung durch Vor- und Grobfilter, Filtertücher u. dgl. entschlammt werden muß.

Gegen die Güte des beispielsweise in Puechfiltern (Vorbehandlung durch Grobfilter mit Lüftung und Rückspülung) erzeugten Filtrats läßt sich nichts einwenden, wohl aber gegen den kostspieligen Bau und Betrieb. Die Notwendigkeit, einen rasch steigenden Tagesbedarf stark verschlammten Oberflächenwassers von wechselnder Beschaffenheit für Trink- und Gebrauchszwecke aufzubereiten, hat in Nordamerika zur Ausbildung eines für diesen Fall besonders geeigneten Verfahrens geführt: der Schnellfilterung mit Vorbehandlung durch Fällmittel und wo notwendig die Keimtötung durch Chemikalien. Bei uns besteht gegen die Schnellfilterung ein gewisses Vorurteil. Man denkt dabei vielleicht an ein schnelles also oberflächliches Verfahren, scheut sich wohl auch vor dem für Schnellfilterung unbedingt notwendigen Zusatz von Chemikalien. Um das Vorurteil zu widerlegen muß man sich den Filtervorgang klar machen.

Jedes Langsamsandfilter besteht aus einer filternden Schicht, die auf einer das Entwässerungsnetz umhüllenden Tragschicht nach unten zunehmender Korngröße ruht, um das Durchreißen in dieses Netz zu verhüten. Diese Vorrichtung ist zwar ein räumliches Sieb, aber noch lange kein Filter. Das Wasser muß erst tage- und wochenlang unter einem nicht zu großen Überdruck hindurchtreten, ehe das Filter eingearbeitet oder reif ein einwandfreies Filtrat ergibt. Dieser Umstand und noch deutlicher, weil für grobe Verunreinigungen, die biologische Abwasserklärung läßt erkennen, daß es sich bei der Filterung um eine große Zahl sehr verwickelter und wenig erforschter Vorgänge handelt.

In groben Zügen kann man sich vorstellen, daß anfänglich durch Sieb- und Berührungswirkung auf der Oberfläche des Filters, die sogenannte Schmutzschicht abgelagert wird. Diese besteht aus einem schleimigen Überzug der einzelnen Filterkörner, welcher die Poren verengt, eine große Absorptionsfähigkeit, dialytische und katalytische Eigenschaften besitzt und als Nährboden der zurückgehaltenen einander feindlichen, freundlichen und indifferenten Bakterien Gelegenheit zur Einleitung einer großen Zahl biologischer und biochemischer Vorgänge bietet. Besonders wichtig ist der Sauerstoffverbrauch der Bakterien, wodurch eine Vakuumbildung eintritt, die wieder den Lebewesen dazu dient, die vorbeiströmende Nahrung an sich zu reißen. Es kommt nun eine Zeit, wo diese, die Abgänge und Zersetzungspro-

dukte die Poren verstopfen, die Bakterien die im Überfluß vorhandene Nahrung nicht mehr bewältigen können, das Filter tot läuft. Die Schmutzschicht muß dann abgekratzt werden und das Einarbeiten beginnt von neuem.

Für die Bildung und Erhaltung der mit so großem Zeit- und Wasseraufwand gewonnenen kostbaren Schmutzschicht darf die sogenannte Filtergeschwindigkeit in der Regel 2 bis 3 m den Tag nicht überschreiten. Dadurch wird die Schmutzschicht auf die Oberfläche des Filterkörpers beschränkt und kann zwecks Reinigung leicht und ohne großen Sandverlust entfernt werden. Es ist nicht möglich, die Schmutzdecke schneller und bis zu größerer wirksamerer Tiefe etwa durch Vermehrung des Schlammgehaltes des verhältnismäßig reinen Wassers zu bilden. Mehr als 150 g/cbm verarbeitet selbst ein Schnellfilter nicht. Wohl aber kann man künstlich eine erheblich widerstandsfähigere, tiefer in den Filterkörper eindringende Schmutzdecke aus einem Teile der Zersetzungskörper des koagulierten Fällmittels erzeugen. Sie bildet sich beinah augenblicklich und läßt sich durch Rückspülung bei geeigneter Wahl des Fällmittels ebenso schnell wieder entfernen. Ihre Wirkung beruht allerdings wohl fast ausschließlich auf den absorbierenden und dialytischen Eigenschaften der Netzhäute von ungeheurer Flächenausdehnung. Eine Rückbildung des Filters durch Bakterientätigkeit findet schwerlich statt, ist aber entbehrlich, da die Schmutzdecke, nachdem sie ihre Schuldigkeit getan, das Filter in wenigen Stunden bei einer Filtergeschwindigkeit bis zu 140 m/Tg. totgelaufen ist, ohne Zeitaufwand hinweggefegt und durch eine neue ersetzt werden kann. Diese künstliche Schmutzdeckenbildung, das Kennzeichen und die Voraussetzung des Schnellfilterbetriebs erfordert dann freilich einen Aufbau des Filterkörpers, der gestattet, durch eine kurze kräftige Rückspülung die starke, aber noch frische Verschlammung wieder zu beseitigen.

Man nimmt an, daß die ungelösten oder in unechter Lösung befindlichen Verunreinigungen des Wassers sich durch gleiche elektrische Ladung und Abstoßung schwebend erhalten. Ein derartiger Zustand kann durch Ruhe, Berührung (Filtern), Kolloide, entgegengesetzte Ladung und endlich elektrolytische Lösungen wenigstens teilweise aufgehoben werden. Da die Abscheidung durch Ruhe sehr lange Zeit, also sehr große Absitzbecken (Talsperren, Seen) erfordert, durch Filtern wegen der Verschlammung der Poren untunlich ist, Wasser mit entgegengesetzt geladenen Kolloiden nur ausnahmsweise zur Verfügung steht, so benutzt man Elektrolyte zur Beschleunigung der Ausscheidungen. Diese läßt man in Niederschlagbecken ausfallen, die mit Einrichtungen zu ihrer raschen Beseitigung in Betriebspausen oder auch während des Betriebs versehen sind.

An die Fällmittel werden sehr hohe Anforderungen gestellt. Sie müssen bei der Lagerung haltbar, ferner billig und leicht löslich sein. Ihre unschädlichen Zersetzungserzeugnisse sollen einerseits schwer löslich ausfallen, anderseits in koagulierenden Kolloiden ausscheiden und ein durch das Wasser fallendes Filter bilden. Vor allem muß ein Teil dieser Flocken mit den verbleibenden Verunreinigungen — es werden durch die Fällmittel nur etwa 25 bis 30 vH. der ungelösten organischen Stoffe ausgeschieden — zur Erzeugung einer leicht entfernbaren Schmutzdecke auf die Filteroberfläche gelangen. Man sieht, wie vorteilhaft sich hier Vorklärung und Filterung ergänzen. Einerseits eine Entlastung und Erhöhung der Betriebsdauer der Filter durch die Ausscheidung, andereits ihre rasche Inbetriebsetzung durch eine geeignete Schmutzdecke, um die verbleibenden Reste des Fällmittels und der Verunreinigungen durch ein zweites Verfahren, aber mit demselben Mittel zurückzuhalten.

Alle chemischen Desinfektionsmittel sind Elektrolyte, und es läge nahe, sie gleichzeitig als Fällmittel zu brauchen. Sie würden aber in den für die Schlammausscheidungen erforderlichen Zusatzmengen nicht nur Filter, Leitungen und Gefäße angreifen, sondern auch die Genußfähigkeit des Wassers beeinträchtigen. Ferner sind sie teurer als die unschädlichen billigen Fällmittel. Eine Keimtötung ist nicht für jedes Wasser und für dasselbe Wasser nicht immer erforderlich. Ist also schon aus diesen Gründen eine Trennung des Ausfäll- und Desinfektionsverfahrens zweckmäßig, so ist sie für die nachherige Filterung eine Notwendigkeit, weil die Desinfektionsmittel keine koagulierten Zersetzungskörper für die Schmutzschicht liefern.

Wo es nicht auf die nachherige Filterung und die Wiederbeseitigung des Gehalts an Zusatzmitteln, sondern nur auf Ausfällung ankommt, besitzen wir in Deutschland in der Chlormagnesiumendlauge, einem lästigen Abfallerzeugnis der Kaliindustrie, ein ausgezeichnetes billiges Fäll- und Klärungsmittel.[4]) Für Schnellfilterwerke hat sich Alaun ($Al_2 SO_4$) als ein allen Anforderungen entsprechendes Fällmittel bewährt. Auch Eisenvitriol wird verwendet, das sich indessen beim Lagern leicht zersetzt und ferner häufig eine Verkittung und Verkrustung der Filterkörner herbeiführt. Diese Fällmittel zersetzen sich mit dem in beinah jedem Wasser vorhandenem Kalk zu unsöslichem Gips, der im Niederschlagbecken ausfällt, und große Flocken Hydroxydes, von denen ein genügender Teil auf das Filter gelangt, wenn das Wasser nicht zu kalt oder zu bewegt ist. Eine zu geringe Alkalinität des Wassers muß dauernd oder zeitweise durch Kalk- oder Sodazusatz erhöht werden.

Die Bezeichnungen „Langsamfilter“ und „Schnellfilter“ sind nur dann nicht irreführend und zulässig, wenn man unter Filtergeschwindigkeit die Höhe der in der Zeiteinheit aus dem Filter abfließenden Reinwasserschicht von Filtergrundfläche, also die **Ergiebigkeit** des Filters versteht. Die Abflußhöhe darf für Langsamfilter äußersten Falles 5 m/Tg., also 5 cbm Filtrat für das qm Filterfläche ereichen, während sie bei dem Schnellfilter bis zu 140 m/Tg. oder 140 cbm für das qm Filterfläche unbedenklich gesteigert werden kann.

Maßgebend für die Wirkung des Filters sind die Einzel- und Porengeschwindigkeiten, die beim Langsamfilter dieselben Werte erreichen können wie beim Schnellfilter. Die Erfahrungen bei der Abwasserklärung und der Schnellfilterung haben aber gezeigt, daß ein Aufenthalt des Wassers von etwa 10 Minuten im Filterkörper für die Äußerung seiner Wirkung genügt. Dies ergibt bei rd. 1 m Stärke der Filterschicht $0{,}10\ \text{m/Min.} \cdot 60 \cdot 24 = 144\ \text{m/Tg}$ Geschwindigkeit (Ergiebigkeit). Wenn beim Langsamfilter nur geringe „Filtergeschwindigkeiten“ zugelassen werden können, so ge-

4) Vgl. den Aufsatz des Verfassers in der Zeitschrift für Berg-, Hütten- und Salinenwesen, 1915: Gespülte Dämme mit besonderer Berücksichtigung der Wäscheschlammablagerungen im Oberharz.

schieht dies nicht mit Rücksicht auf die Güte des Filtrats, die mit derjenigen des Schnellfilters unter gleichen Umständen gleichwertig ist, sondern weil sich bei größeren Geschwindigkeiten die Schmutzdecke auf natürlichem Wege weder bilden, noch unversehrt erhalten läßt, weil man ferner den Oxydationsbakterien Zeit für ihre Tätigkeit zur Erhaltung der Arbeitsfähigkeit des Filters vergönnen muß, und weil endlich die Art der Reinigung der Langsamfilter durch Abkratzen es erfordert, daß die Schmutzschicht auf die Oberfläche des Filters beschränkt bleibt.

Man kann den Unterschied zwischen Langsam- und Schnellfilter folgendermaßen fassen: Das Langsamfilter bildet die Filterschicht (Schmutzdecke) durch Niederschlag der natürlichen Verunreinigungen des Wassers äußerst langsam durch Berührung mit der Oberfläche der Sandschicht; es wirkt und erneuert sich eine bestimmte Zeitlang hauptsächlich durch biologische Vorgänge; die dünne Schmutzschicht ermöglicht die endgültige Reinigung des Filters durch Abkratzen. Die Schmutzschicht des Schnellfilters dagegen wird hauptsächlich durch Zersetzungskörper von Chemikalien in wenigen Minuten erzeugt, dringt in größere Tiefen des Sandkörpers und wird, nachdem sie ihre Aufgabe hauptsächlich durch Absorption der Verunreinigungen erfüllt hat, ebenso schnell durch Rückspülung wieder entfernt.

Da sowohl das Langsam-, als das Schnellfilter ein hinreichend keimarmes geklärtes Wasser ergeben, so ist ihre Verwendung eine Kosten- und Zweckmäßigkeitsfrage. Diese entscheidet sich zugunsten des Schnellfilters, wenn das zur Verfügung stehende Rohwasser eine Vorbehandlung zur Entschlammung, Entfärbung, Enthärtung, Entsäuerung, Enteisenung usw. verlangt, oder wenn ausreichende Grundflächen zur Anlage und Erweiterung von Langsamfiltern nicht zur Verfügung stehen. Der Schutz gegen Witterungseinflüsse, Temperatur, Verunreinigungen, die Beaufsichtigung, die Bedienung, Zugänglichkeit und Ausbesserungsfähigkeit der kleinen Schnellfilter ist bequemer. Der ursprüngliche Filtersandverbrauch ist $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{28}$ der Langsamfilter und der dauernde gleich null. Es ist kaum zweifelhaft, daß die rasche künstliche Schmutzdeckenbildung durch einwandfreie Chemikalien und die Reinigung durch häufige und saubere Rückspülung dem Laien sowohl wie dem Wasserfachmann und Hygieniker appetitlicher erscheinen muß als die Schmutzdecke, welche ihren Namen mit Recht führt, die regenerierende Tätigkeit der Bakterien und das durch Menschen bewirkte oberflächliche teilweise Abkratzen der verfilzten alten Sandschicht. Die Gefahr der Benutzung unreifer Langsamfilter oder unbemerkten Durchreißens der letzteren ist ebenso groß wie diejenige von Unregelmäßigkeiten in der Beschaffenheit und Zuführung der Zusatzlösungen und Undichtigkeiten der Schnellfilter.

Den Kosten der Betriebsunterbrechungen, Wasser- und Sandverlusten, der Sonderaufbereitung des Sandes in Wäschen, Gefluten, Rührwerken, Spültrommeln, Strahlapparaten, den Zeit- und Wasserverlusten beim Wiedereinarbeiten[5]) der Langsamfilter stehen die Kosten des Druckwasser- und Druckluftspülbetriebes und die Chemikalienzusätze der Schnellfilter gegenüber. Das erforderliche größere Filtergefälle der letzteren wird durch Ersparnis an Leitungslänge, Widerstandsverlusten und Förderwegen wieder ausgeglichen.

In Nordamerika hat der sehr hohe und rasch steigende Wasserverbrauch der Städte zur Benutzung nachhaltiger und billiger Oberflächen-Rohwasserbezugsquellen und dementsprend zum Verlassen der Langsamfilterung geführt. Wenngleich die Schnellfilter für kleinere gewerbliche Anlagen in Verbindung mit Enthärtung, Enteisenung und Entsäuerung, sowie für einige Talsperrenversorgungen in großem Maßstabe in Deutschland durchaus nicht unbekannt sind, so sind doch die Erfahrungen der nordamerikanischen Städte über Durchbildung, Bau und Betrieb der Schnellfilter infolge ihrer allgemeinen Verwendung unter den verschiedensten Verhältnissen die maßgebenden. Sie mögen hier in Kürze folgen.

Der oberste Grundsatz für den Entwurf einer Schnellfilteranlage ist die Erweiterungsfähigkeit aller einzelnen Teile und ihre Anpassungsfähigkeit an die mannigfaltigsten und wechselnden Bedürfnisse.

Im Grundriß ist die Anordnung derart, daß das im natürlichen Gefälle oder durch Pumpen herangeschaffte Rohwasser in einen Ausgleich- und Verteilungsbehälter — Becken, Schacht, Brunnen —, sodann in die Absitz-, Misch-, Niederschlagbecken, Filter und schließlich in den Reinwasserbehälter fließt. Einzelne Teile dieser Anlage werden wohl ausgelassen oder zusammengefaßt, anderseits Verteilungs-, Meß- und Regelungsschächte eingefügt. Die einzelnen Behälter werden unter Wahrung der Reihenfolge und der Zugänglichkeit so zusammengelegt, daß an Einschließungswänden, Zwischenleitungen und Gefälle gespart wird.

Der Höhenlage nach durchfließt das Wasser die Anlage in verhältnismäßig niedrigem natürlichen Gefälle, das aber doch so reichlich bemessen ist, daß an jedem Übergang aus einem Behälter in den anderen die Wassermenge durch Querschnittdrosselung geregelt werden kann. Je nach der Länge der Anlage erscheinen 0,2 bis 0,5 m zu genügen. Dazu kommt das Gefälle von Filter- bis Reinwasserspiegel mit 1,5 bis 3,5 m. Der annähernd wagerechte Wasserspiegel in allen den Filtern vorgeschalteten Behältern hat den überwiegenden Vorteil, daß Schwankungen in den Zuflüssen des Rohwassers und Abflüssen der Filter (Ausschaltungen) durch eine große Fläche ausgeglichen und alle Druck- und Abflußhöhen auf diesen konstanten Spiegel bezogen werden. Ferner liegen alle Umschließungsmauern, Zugänge und Regelungsvorrichtungen übersichtlich in gleicher Höhe. Dem gegenüber steht der Nachteil, daß der Inhalt aller Vorbehälter dem Wasservorrat des Reinwasserbeckens nur dann zugezählt werden darf, wenn er durch Hilfspumpen auf die Filterhöhe gehoben werden kann. Er würde sonst zwecks Reinigungs- und Ausbesserungsarbeiten in den Vorbehältern ungenützt abgelassen werden müssen.

Der Querschnitt und die Längenentwicklung der Absitz- und Niederschlagbecken wird so bemessen, daß die Ruhe- (Fließ-)Zeit für die Einwirkung der Chemikalien und die Abscheidung des Schlammes einschließlich etwaiger kurzer Unterbrechungen der Rohwasserzuleitung oder während der Entschlammung der Becken auch bei der größten Trübung des Wassers ausreicht. Die Filter liegen entweder an der Stirnwand der Niederschlagbecken oder sie werden von denselben — gewöhnlich sind es zwei — eingeschlossen (Abb. 1 u. 2).

---

5) Vgl. die vorteilhafte Vorbehandlung des Wassers in einzuarbeitenden Filtern für die Wasserversorgung der Stadt Bremen.

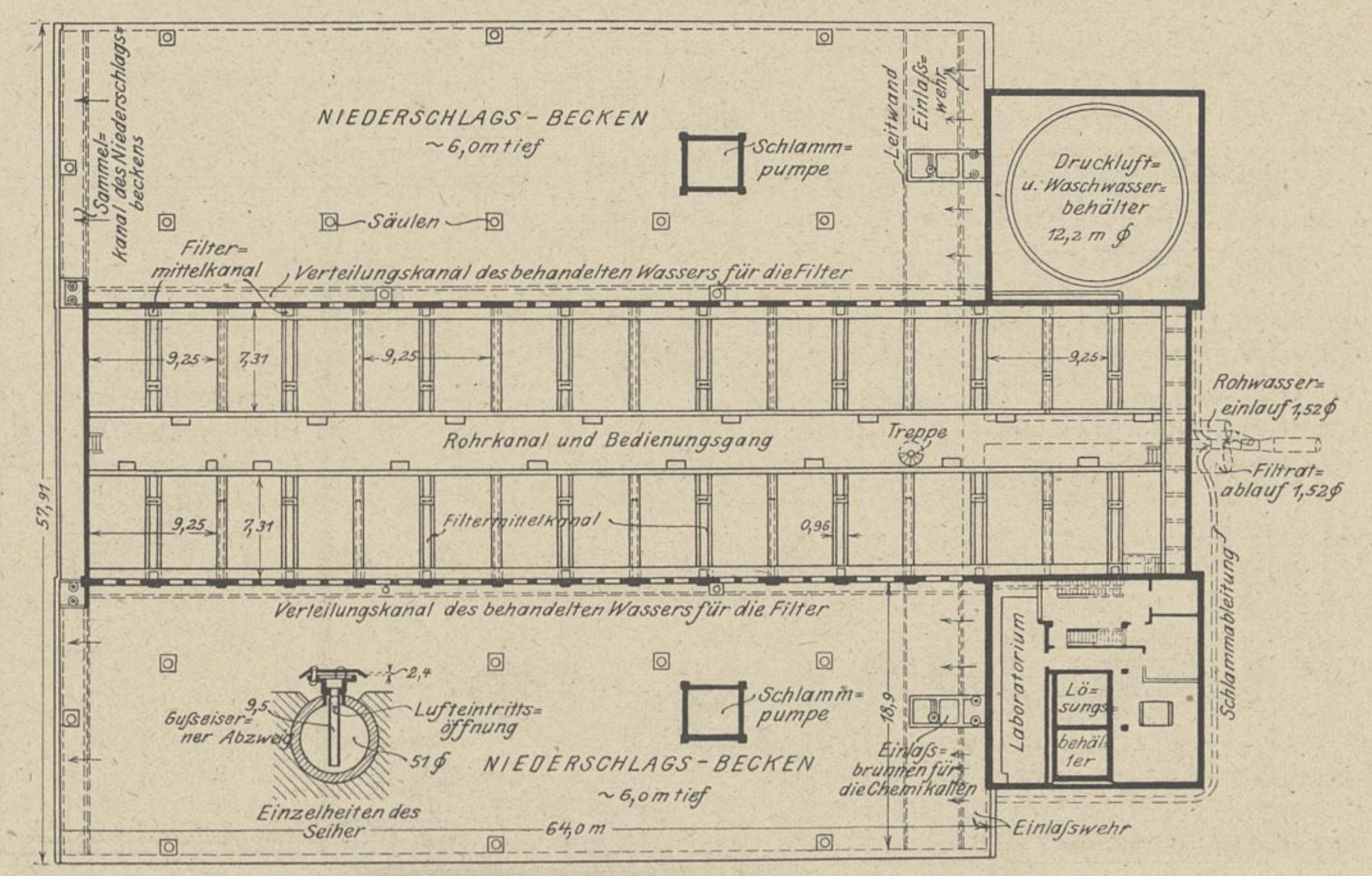


Abb. 1. Trenton. Grundriß der Filteranlage (E. R. 69/542). Einzelheiten des Seihers.

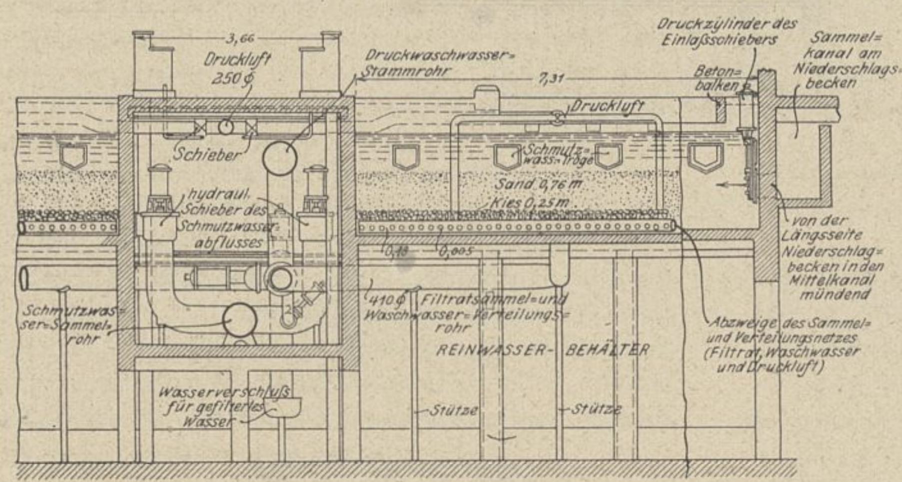


Abb. 2. Trenton. Schnitt durch Rohrkanal und Filter (E. R. 69/541).

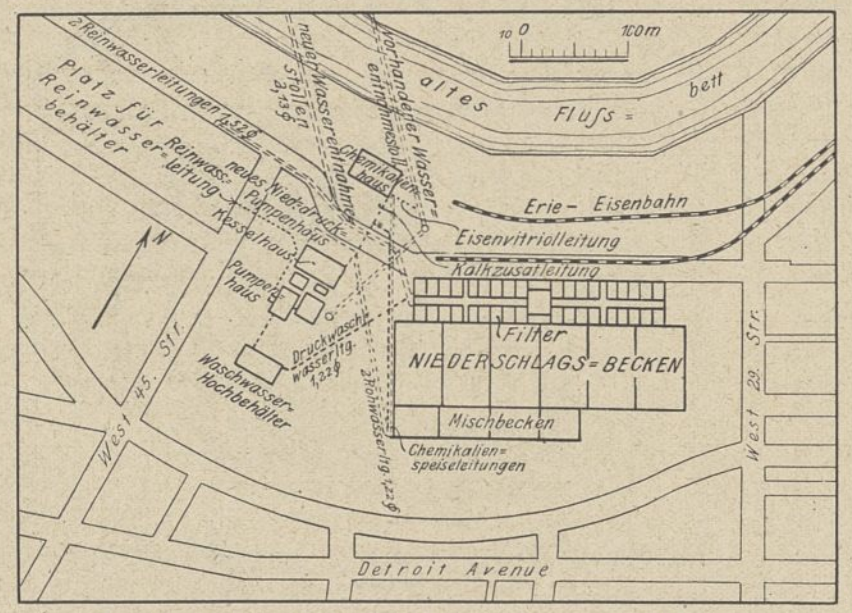


Abb. 3. Cleveland. Schnellfilteranlage. Lageplan (E. R. 69/651).

Einige ganz große Anlagen (Cleveland, Abb. 3, St. Louis, Abb. 12 bis 17) ordnen die Misch-, Niederschlagbecken und doppelten Filterreihen in drei nebeneinander liegenden Reihen an, so daß die Erweiterung einfach durch Anschluß weiterer Einheiten in der Verlängerung erfolgt. Aus diesem Grunde und um das behandelte Wasser zusammenzufassen und mit den übrigen Regelungseinrichtungen von einer Stelle aus zu beherrschen, ist es selten, daß die Filter unmittelbar von der Sammelrinne der Niederschlagbecken aus gespeist werden.

(Unmittelbare Speisung: Trenton, Abb. 1 u. 2, E. R. 69/541; Ottumwa, E. R. 65/494; Gatun, E. N. 70/654; Grand Forks, E. R. 63/598.)

Man führt das behandelte Wasser in den sog. Rohrkanal (Abb. 1 bis 3, 5, 12 bis 15), der meist beiderseits von den Stirnwänden der Filter eingeschlossen wird. Hier sind in geraden Strängen auch die übrigen Zu- und Ableitungen — Druckwaschwasser, Druckluft, Druckwasser zur hydraulischen Betätigung der Schieber, elektrische Leitungen, Rein- und Schmutzwasserableitung mit Abzweigen, Meß- und Regelungsvorrichtungen für die einzelnen Filter übersichtlich untergebracht. Nun ist es leicht, alle Handgriffe für jedes Filter von Tischen über dem Filterflur aus zu betätigen, den Filterspiegel, die Kontroll- und selbstschreibenden Vorrichtungen zu beobachten. Ein großer Teil der Apparate arbeitet selbsttätig, und Handeinstellung ist nur für Notfälle da. Jede Filtereinheit kann für sich betrieben oder ausgeschaltet werden. Ebenso ist dafür gesorgt, daß

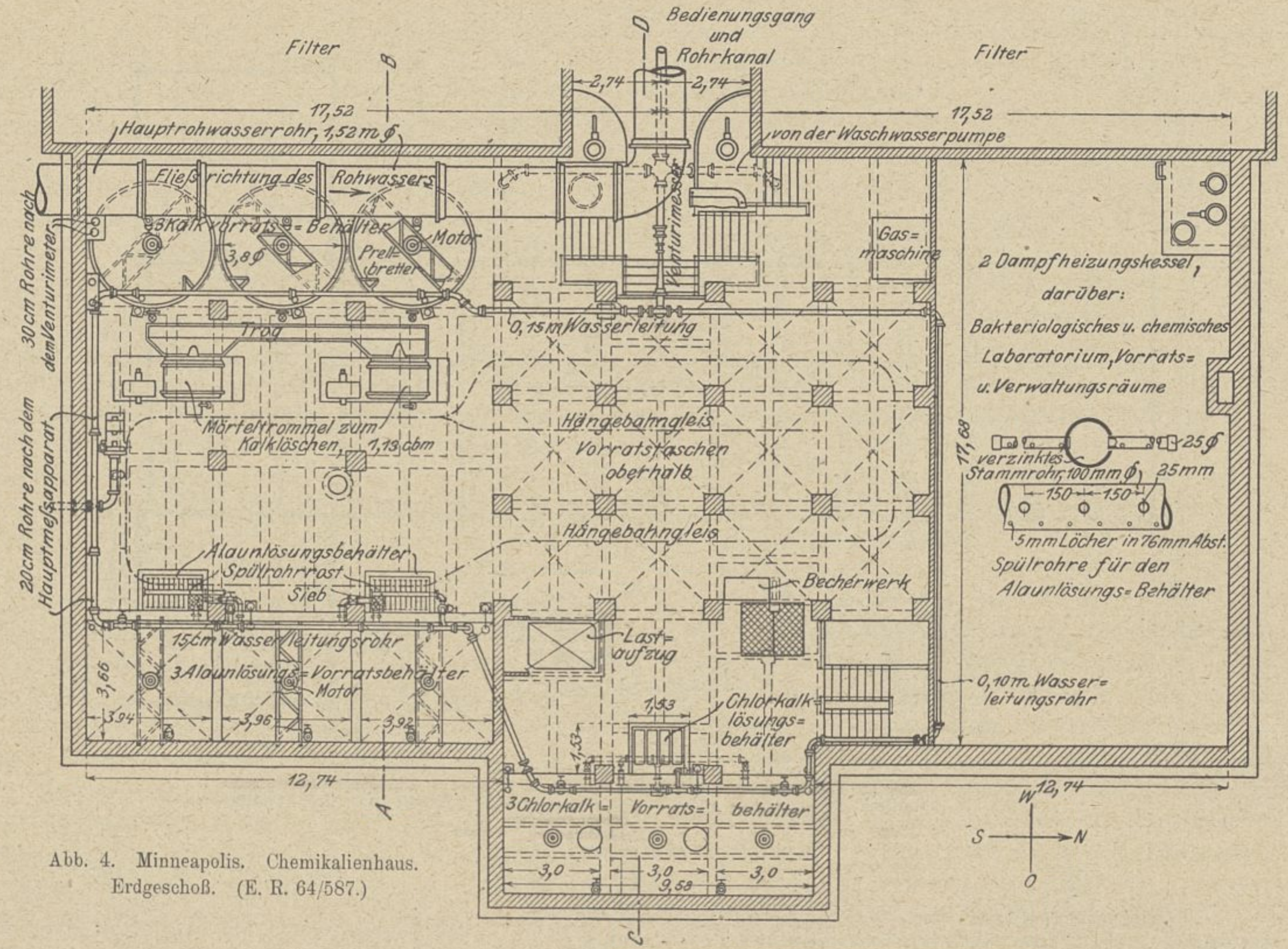


Abb. 4. Minneapolis. Chemikalienhaus. Erdgeschoß. (E. R. 64/587.)

jedes Becken ausgeschaltet und trotzdem der Betrieb durch Umleitung oder durch die Benutzung eines zweiten und dritten Beckens aufrechterhalten werden kann.

Bei besonders guter Beschaffenheit des Rohwassers (Talsperrenwasser) für Feuersbrünste und andere Notfälle ist häufig sogar die Möglichkeit vorgesehen, nicht nur einzelne Teile, sondern die ganze Anlage auszuschalten und unmittelbar ins Reinwassernetz zu arbeiten.

Eine Schnellfilteranlage zerfällt örtlich und dem Betriebe nach in zwei mehr oder weniger scharf getrennte Teile: die Anlagen für die Vorbehandlung durch Chemikalien und die eigentliche Filteranlage. Nur wenige Arten Chemikalien finden Verwendung, nämlich Kalk oder Soda zur Ergänzung der Alkalinität des Rohwassers, Alaun oder Eisenvitriol zum Ausfällen und Chlorkalk oder flüssiges Chlor zur Desinfektion. Dieselben werden in dem sog. Chemikalien- oder Haupthaus

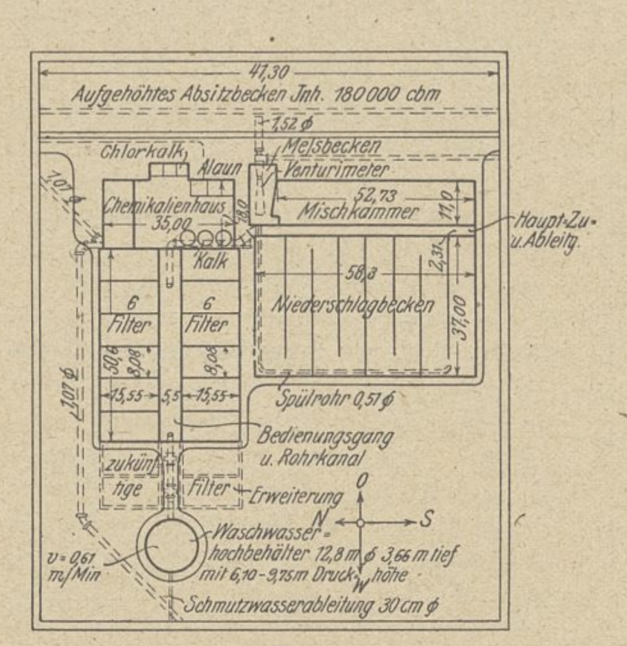


Abb. 5. Minneapolis. Schnellfilteranlage. Lageplan (E. R. 64/586).

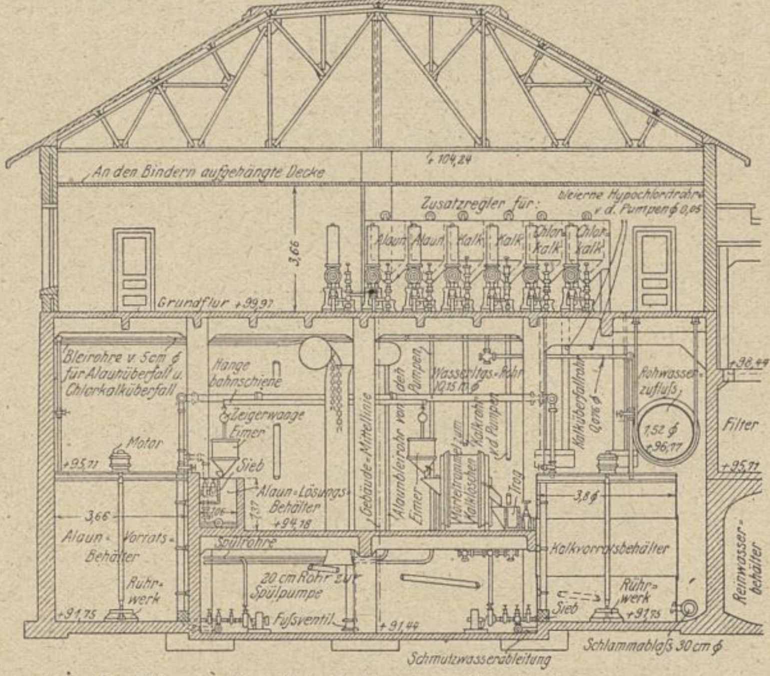


Abb. 6. Minneapolis. Chemikalienhaus. Schnitt A-B. (E. R. 64/586.)

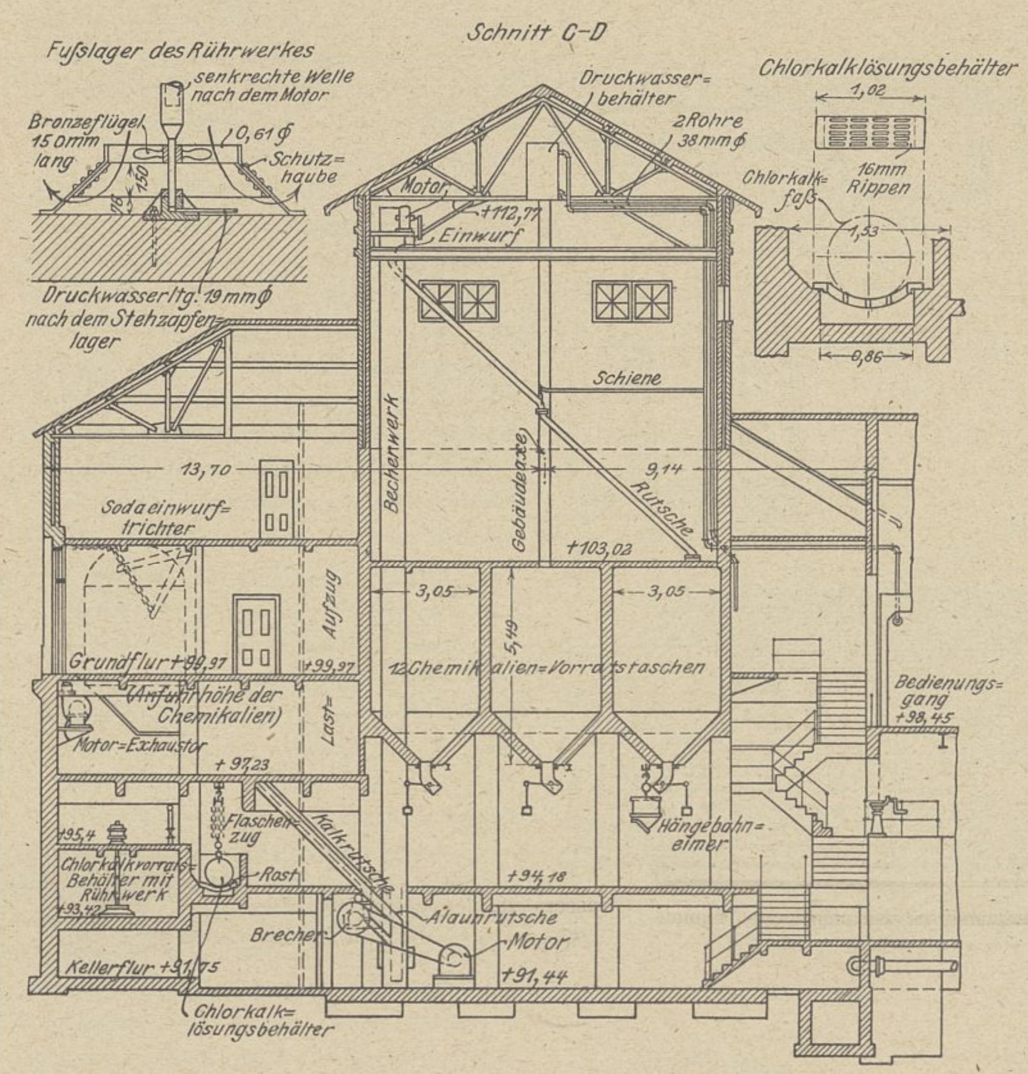


Abb. 7. Minneapolis. Chemikalienhaus. Schnitt C-D. (E. R. 64/589.)

(meist unter Benutzung der Umschließungsmauern der Filter, Reinwasser- und Niederschlagbecken errichtet) aufbewahrt, mit Hilfe von Rührwerken, Druckluft, Wasser- oder Dampfstrahlen in Lösung von 1 bis 5 vH. gebracht und durch selbsttätige Zusatzregler in festem Mengenverhältnis der Rohwassermenge beigemischt (Abb. 4 bis 7).

Das Mengenverhältnis muß auf Grund von fortlaufenden Untersuchungen des Rohwassers auf Alkalinität, Schlamm- und Bakteriengehalt eingestellt oder der anteilige Gehalt der Zusatzlösung geändert werden. Die Zusatzregler beruhen auf Meß- und Regelungsvorrichtungen der Lösungs- und Rohwassermengen, die in Abhängigkeit voneinander gebracht sind. Die Reihenfolge der Zusätze ist in der Regel die oben angegebene, doch wird sie auch geändert oder die Zusätze werden gleichzeitig gegeben. Die Einführung durch Rohrleitungen geschieht in der Regel beim Eintritt des Rohwassers in die Niederschlagbecken, häufig aber auch schon in den Zuleitungspumpen und Leitungen oder nach Bedarf wiederholt an mehreren Stellen. Die Desinfektionsmittel werden zweckmäßig erst dem gefilterten Wasser zugesetzt. Die Zusatzmenge an Alaun beträgt 10 bis 240 g/cbm. Zeitweilig höhere, statt fortlaufende geringe Zusatzmengen haben sich in einigen Fällen besonders wirksam erwiesen. Die Chlorkalkzusatzlösungen werden wegen des Angriffs auf Leitungen u. dgl. auf Bruchteile von 1 vH. Gehalt verdünnt und dürfen nicht über 1,8 g/cbm Chlorkalk, entsprechend 0,6 g/cbm wirksamen Chlor oder Chlor in flüssiger Form gesteigert werden, damit sie nicht den Geschmack des Wassers beeinflussen.

Geringe Schwankungen in Menge und Beschaffenheit der Lösungen sind nur wegen der Kosten zu vermeiden; im übrigen gleichen sie sich in Entnahmebrunnen, Rohrleitungen, Niederschlagbecken und endlich auf den Filtern aus. Je inniger die Mischung mit dem Rohwasser und je länger die Ruhezeit, je nachhaltiger ist die Wirkung.

Die Mischung verlangt bewegtes Wasser, das Ausfällen wenn auch keine unbedingte Ruhe, so doch eine nicht über 40 mm/Sek. gesteigerte mittlere Geschwindigkeit. Die letztere kann wegen der gleichzeitig erforderlichen Wirkungsdauer von $1^1/_2$ bis 6 Stunden nur bei sehr langen Niederschlagbecken zugelassen werden. Statt wie früher die Zusätze in den Niederschlagbecken zu geben, schaltet man ihnen neuerdings sog. Mischkammern vor: Lange Kanäle, meist mit Einsätzen auf der Sohle und Tauchwänden (sog. Auf- und Niederleitwänden) oder kulissenartig versetzten, senkrecht aus den Kanalwänden vorstehenden Wänden (sog. Kehrleitwänden), die das behandelte Rohwasser zwingen, einen mäandrischen Weg zu machen. Die Geschwindigkeit wird in diesen Mischkammern mit oder ohne solche Einbauten durch entsprechendes Gefälle bis zu 0,5 m/Sek. und mehr gesteigert. Auch Rührwerke finden bei kleineren Anlagen zur innigen Mischung von Lösung und Rohwasser Verwendung.

Der Eintritt der Mischung in die Niederschlagbecken ist sowohl in Sohlen-Spiegel- wie mittlerer Höhe, aber meist auf ganzer Breite der Beckenabteilung angeordnet. Überfälle, durchlochte Wände, Schützöffnungen und Verteilungsleitungen werden angewandt. Die Wegelänge im Becken wird häufig durch Kehrleitwände oder Hintereinanderschaltung mehrerer Becken dem Schlammgehalt des Wassers und der nötigen Fließzeit entsprechend verlängert, immer jedoch so, daß das Wasser aus der in Spiegelhöhe befindlichen Sammel- und Ausflußrinne einen möglichst kurzen Weg nach den Filtern zu durchmessen hat. Ein- und Austritt sind häufig noch mit Regelungsvorrichtungen für Gefälle und Wassermenge versehen.

Für die Entschlammung der Niederschlagbecken (auch der Absitzbecken und Mischkammern) haben sich zwei Verfahren herausgebildet. Entweder das Becken wird abgelassen und der Schlamm durch Spülschläuche allenfalls unter Zuhilfenahme von einströmendem Transportwasser[6]) den Ventilen

6) Also nicht unter Druck stehendem, nur zum Wegschwemmen eingeleitetem Wasser.

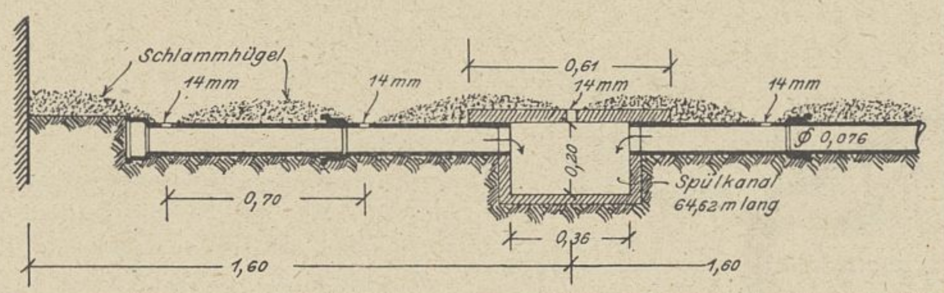


Abb. 8. Muskogee, Oklahoma. Entschlammungsnetz des Niederschlagbeckens. (E. R. 65/657.)

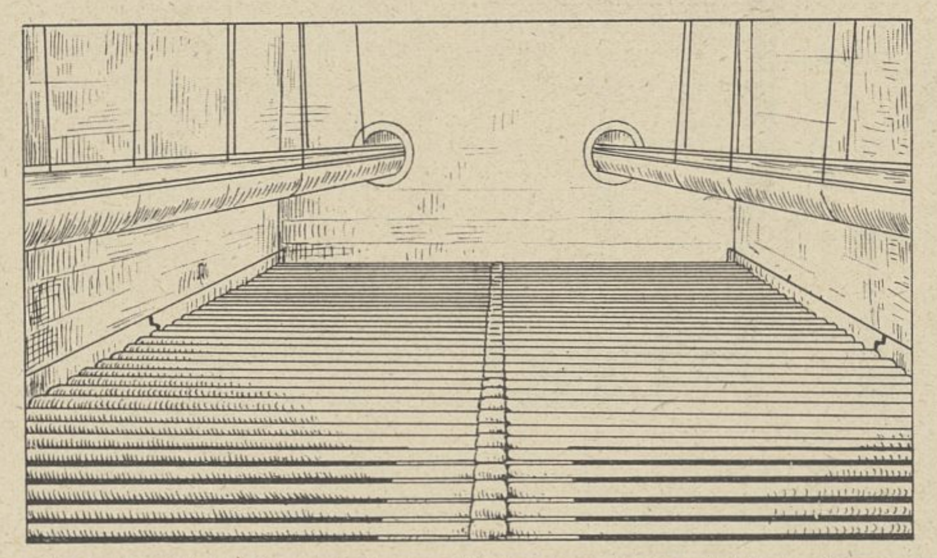


Abb. 9. Harrisburg. Innenansicht einer Filterkammer mit den aufgehängten Schmutzwassertrögen und dem Filtratsammel- und Druckwasserverteilungsnetz vor Einbringung des Filtersandes. (E. R. 69/530.)

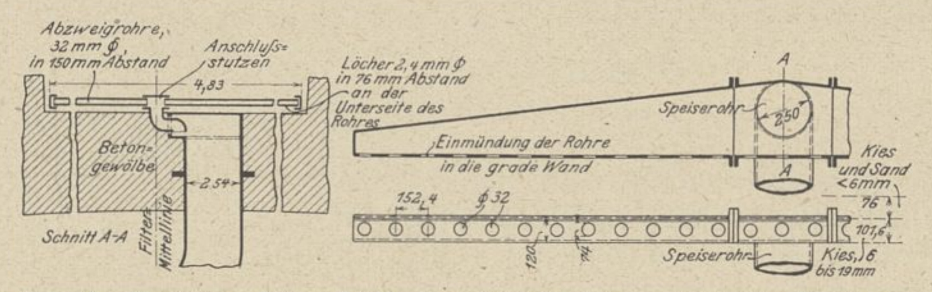


Abb. 10. Harrisburg. Filter. Links: Querschnitt des Filters mit seitlicher Einführung der Abzweige in den gußeisernen Sammel- und Verteilungskanal. Rechts: Wagerechter und senkrechter Schnitt des letzteren. (E. R. 69/530.)

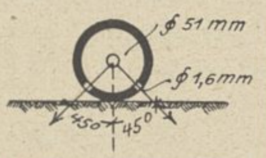


Abb. 11. Clinton. Bohrung des Abzweigs des Filtratsammel- und Druckwaschwasser-Verteilungsnetzes.

einer Sohlendränung zugetrieben. Oder die Abflußrohre der Dränung werden während des Betriebes unter dem Druck des darüber stehenden Wassers netzweise für einen Teil der Beckengrundfläche plötzlich geöffnet. Im letzteren Falle bleiben dann allerdings zwischen den mehr oder weniger zahlreichen Sohlenöffnungen Schlammhügel liegen (Abb. 8). Die Einrichtung der eigentlichen Filteranlage ist die folgende.

Das älteste und in Europa bekannteste Schnellfilter (der sog. Mechanical filters) ist das Jewell-Rapidfilter. Nach demselben Grundgedanken aber in größerem Maßstabe und unter schärferer räumlicher Trennung der einzelnen Vorgänge ist die erste größere Schnellfilteranlage in Little Falls (New Jersey) erbaut und 1902 in Betrieb genommen. Die Jewellanordnung der Aufstellung von zylindrischen Gefäßen in besonderen Gebäuden ist verlassen. Die Anlagen bestehen beinah ausnahmslos aus einer Anzahl rechteckiger unterkellerter Filterkästen mit wagerechter Sohle und gemeinsamen Trennungswänden, die beiderseits eines „Rohrkanals“ liegen. Diese Grundrißform vereinfacht die Anordnung, Bedienung und Beaufsichtigung der Zu- und Abflußleitungen. Sie ist für den Anschluß an die Niederschlagbecken und die Verteilungskanäle, die Raumausnutzung und spätere Erweiterung, die sich oberhalb Filterumschließungswänden erhebenden Schutz- und Betriebsgebäude in baulicher, statischer und wirtschaftlicher Beziehung die vorteilhafteste. Die Abmessung eines Filterkastens übersteigt selten 16 m Länge und 10 m Breite bei 2,13 bis 3,5 m Tiefe.

Der von den Stirnseiten der Filter eingeschlossene Rohrkanal ist bis zu 8 m breit. In letzterem Falle sind besondere Gerüste in seiner Mittelachse zur Unterstützung der Rohrleitungen zweckmäßig. Die letzteren umfassen mindestens vier getrennte Stränge, meist in folgender Anordnung untereinander (Abb. 13): 1. der Zuführungskanal des behandelten Rohwassers von den Niederschlagbecken, 2. die Zuführungsleitung des Druckwaschwassers oder Filterspülwassers, 3. das Stammrohr für die Abführung des Reinwassers (Filtrats), 4. der Abführungskanal des schmutzigen Filterspülwassers. Von diesen Leitungen zweigen nach jedem Filter rechtwinklig Anschlußstutzen mit Verschlußschiebern allenfalls auch eingebauten Meß- und Regelungsvorrichtungen ab. Mit ihrer Hilfe können die Stammleitungen mit zwei wagerechten Sammel- und Verteilungsnetzen jedes Filters in Verbindung gebracht werden, von denen das eine abwechselnd für Rohwasseraufgabe (1) und Schmutzwasserabführung (4) bestimmte oberhalb der Filtersandoberfläche liegt, während das andere sich auf der Filtersohle befindet und einmal als Dränungsnetz für das Filtrat (3), das andere Mal als Verteilungsnetz für Druckwasser (2) nur mit reinem gefilterten Wasser in Berührung kommt. Für größere Filterkasten wird das letztere Netz mit einem unterhalb Filtersohle, an der Decke des unterkellerten Raumes aufgehängtem Rohrnetz reichlichen Querschnitts durch eine Anzahl die Filtersohle durchdringenden senkrechten Speisestutzen verbunden, um einen gleichmäßig auf die Filterfläche verteilten Abfluß des Filtrats und ein ebenso gleichmäßiges Durchströmen der Filterschichten mit Druckwaschwasser von unten nach oben herbeizuführen. Auch sind dann oft mehrere Stammleitungen auf der Filtersohle vorhanden (Abb. 12 bis 17).

Die großen erforderlichen Sammel- und Verteilungsleitungsquerschnitte würde man ohne Störung des Filteraufbaues auf der Filtersohle nicht unterbringen können. Auch sind sie unterhalb derselben unbeschadet der Benutzung des Kellerraumes als Reinwasserbehälter leichter kontrollierbar.

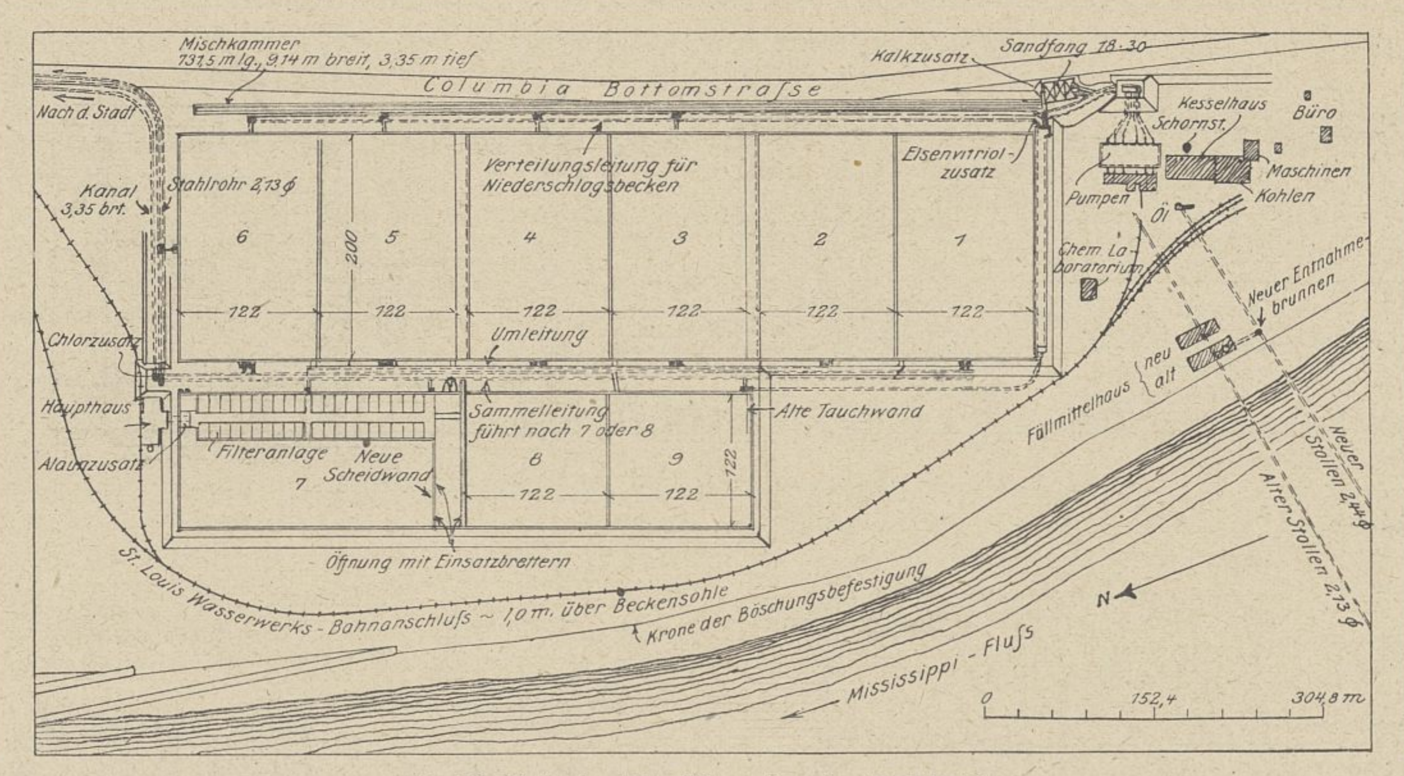


Abb. 12. St. Louis. Schnellfilter. Lageplan (E. N. 70/810).

Das Sammel- und Verteilungsnetz innerhalb des Filterkastens bestand ursprünglich aus einem Stammrohr in der Längsachse der Filtersohle mit eingebleiten, eingeschraubten oder angeflanschten rechtwinkligen Abzweigen von 5 cm Durchmesser in 15 cm Abstand, ihrerseits mit Ein- und Ausflußöffnungen in 15 cm Abstand versehen (Abb. 9, 10; 18 u. 19).

Die Öffnungen von wenigen Millimeter Durchmesser werden radial, beiderseits unter 45° nach unten geneigt eingebohrt (Abb. 11) oder das ganze Rohrnetz wird bis auf senkrecht oben eingeschraubte Seiher-Brausen oder ringförmige Schlitze einbetoniert (Abb. 1, 2, 18, 19). Mit einem solchen fischgrätenartigen Netz, das unmittelbar mit der Filtrat- oder Druckwasserleitung verbunden werden kann, lassen sich etwa 4 bis 5 m Filterbreite beherrschen. Der Versuch, dasselbe durch einen gelochten Doppelboden zu ersetzen, ist nur für kleine Filterflächen gelungen, weil das Abfließen des Filtrats und das Aufsteigen des Waschwassers an den Ab- und Zuleitungsstellen zu lebhaft ist und sich mit der Entfernung von diesen Stellen zu sehr vermindert. Der Angriff des Wassers auf das Metallnetz (meist Bronze), Verstopfungen und die schwierige Zugänglichkeit haben zu dem sogenannten Rillenblocknetz geführt (Abb. 16, 17). Ein Netz von gleichlaufenden Betonkanälen auf der Filtersohle wird von verankerten durchlochten Bronzeplatten abgedeckt. Oberhalb derselben erweitern sich die Kanäle im Beton zu Furchen oder Rillen, die mit einer groben Tragschicht bis über die Schneiden der keilförmigen Betonkörper ausgefüllt sind. Dadurch wird

Wagerechter Schnitt unterhalb Filterboden. Abb. 13. Durchbrochene Aufsicht des Rohrkanals und des Filterkastens.

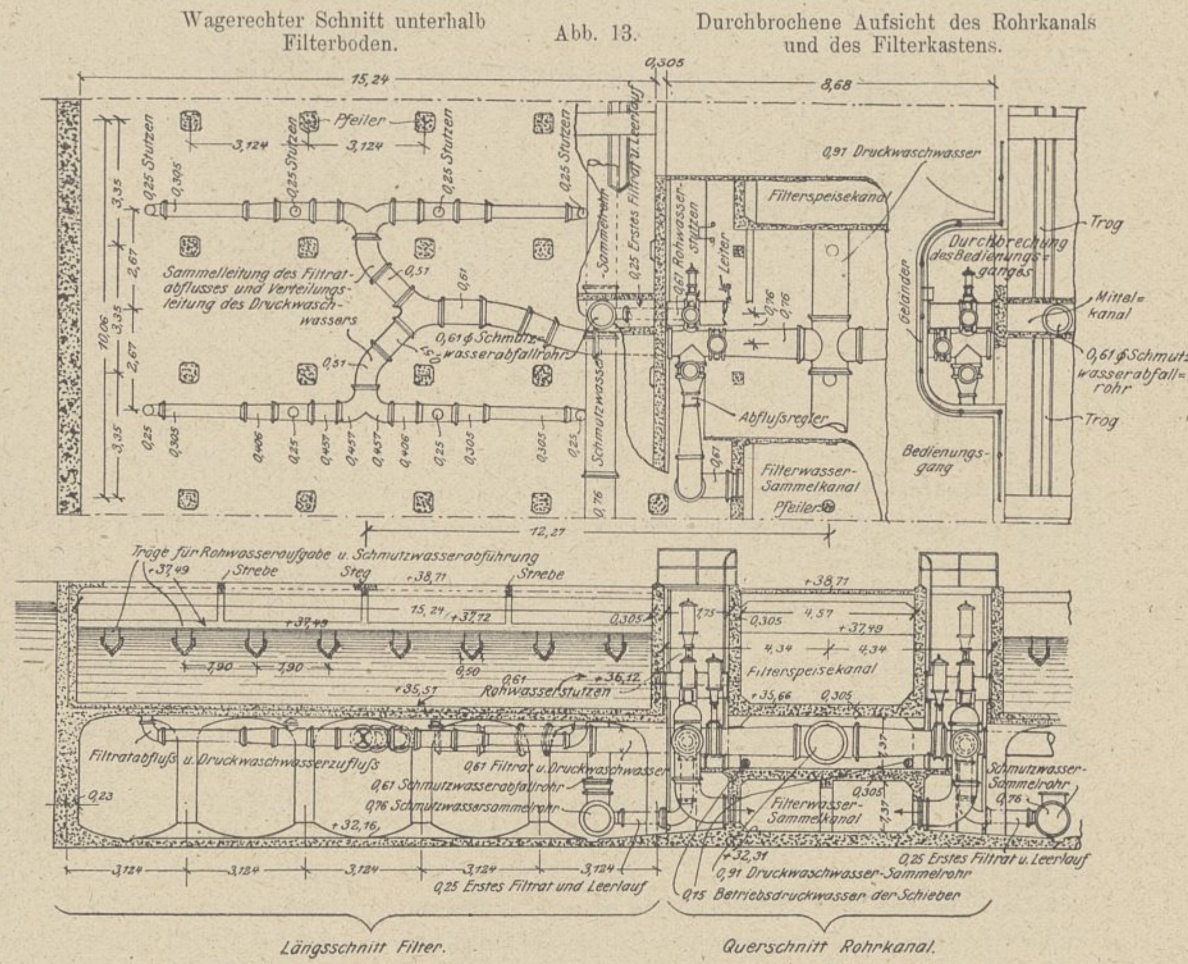


Abb. 14. Schnitt durch Filter und Rohrkanal.

Abb. 13 und 14. St. Louis-Filter. (E. N. 70/811.)

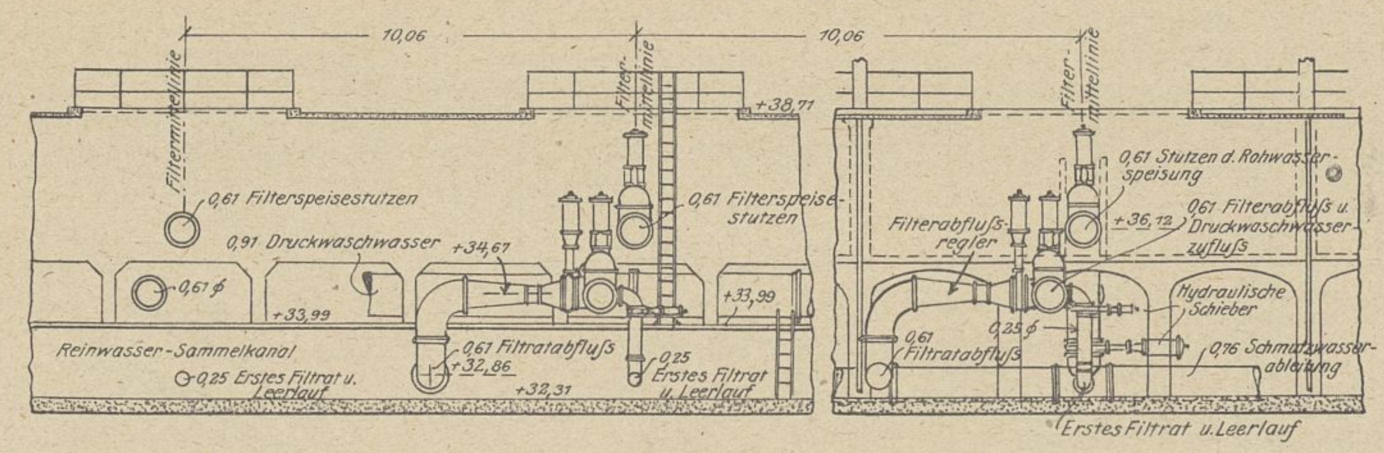


Abb. 15. St. Louis-Filter. Längenschnitt durch den Rohrkanal. (E. N. 70/811.)

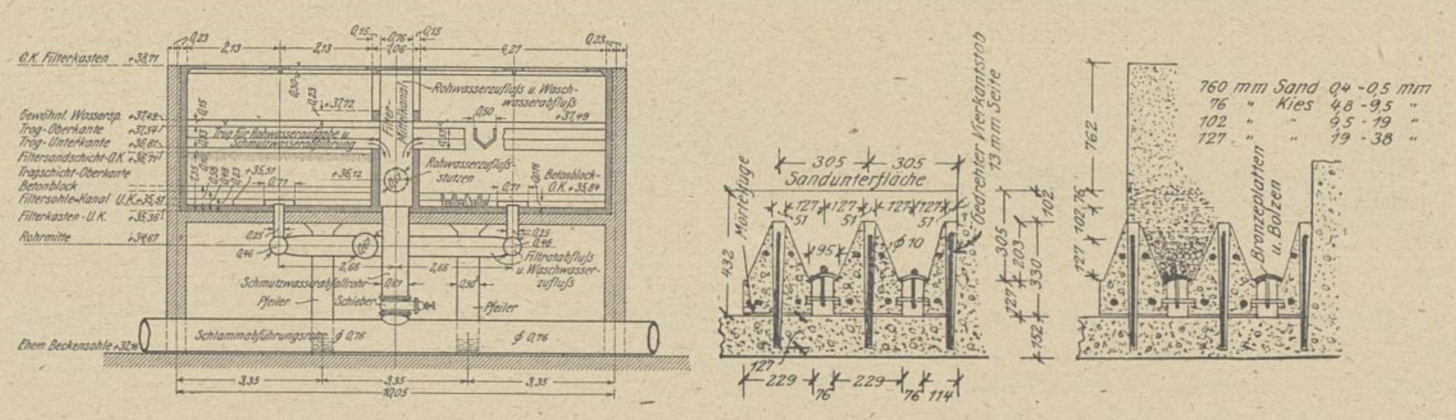
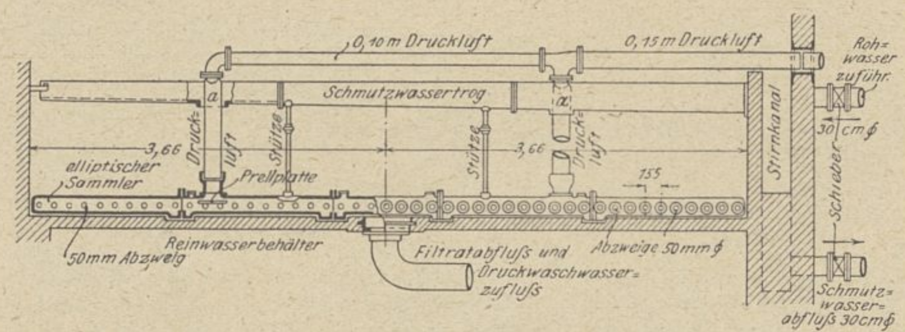


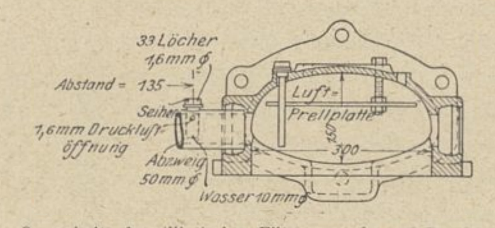
Abb. 16. St. Louis-Filter. Querschnitt durch das Filter. (E. N. 70/811.)

Abb. 17. St. Louis-Filter. Rillenblocksystem. (E. N. 70/810.)



Die Druckluftleitung durchdringt bei a den Schmutzwassertrog in einem linsenförmigen Querschnitt.

Abb. 18. Bangor, Maine. Schnellfilter. Längenschnitt.



Querschnitt des elliptischen Filtratsammel- und Druckwaschwasser-Verteilungsstammrohrs mit Prellplatte für den Lufteintritt und eingebleiten Abzweigrohren mit Seihern. (E. R. 63/65.)

Abb. 19. Bangor, Maine. Schnellfilter.

sowohl das abströmende Filtrat den Kanälen zugeführt, als das emporsteigende Spülwasser zusammengehalten und gleichmäßig verteilt. Die Stamm-Sammel- und Speisekanäle sind senkrecht zu den Furchen im Beton der Abzweigkanalwandungen ausgespart.

Größere Filterkästen werden doppelteilig eingerichtet, bestehen also eigentlich aus zwei Filtern von je 4 bis 5 m Breite, die durch einen etwas über Filterspiegel reichenden Mittelkanal von 0,76 m lichter Breite, senkrecht zum Rohrkanal geteilt sind (vgl. Abb. 1 u. 2; 13, 14 u. 16). Die dünnen Wände des Mittelkanals dienen gleichzeitig als Auflager der Schmutzwassersammelrinnen, die quer über die Filteroberfläche in etwa 2 m Abstand gestreckt sind. Sie liegen in solcher Höhe, daß der beim Spülen 20 bis 40 cm hoch aufwirbelnde Filtersand nicht über ihre wagerechten Ränder abfließt, wozu auch noch ihre Querschnittform und allenfalls seitliche Abweisbretter (Sandfänger) beitragen.

Es gelangt daher nur das Schlammwasser in den Mittelkanal und wird von dort abgeführt. Auf dem umgekehrten Wege wird das Rohwasser dem Filter zugeführt. Eine Störung der Filtersandoberfläche kann leicht durch das aus Spülwasser bestehende Wasserpolster vermieden werden. Freilich muß dann das erste Filtrat in die Schlammleitung abgelassen werden, was um so nötiger ist, wenn zum Spülen Rohwasser benutzt wird. Für kleinere Filterflächen genügt es, zur Abführung des Schmutz- und Einführung des Rohwassers nur einen Stirnkanal parallel der Rohrkanalwand abzugrenzen (Abb. 18) oder auch die Schmutzwassertröge unmittelbar zu benutzen [7]. Der Mittelkanal ist besonders dadurch vorteilhaft, daß er, ohne die von dem oberen und unteren Sammel- und

7) Siehe Ziegler, Schnellfilter, ihr Bau und Betrieb. Verlag von Otto Spamer, Leipzig 1919. Abb. 80, 81, Alliance, Ohio; Fort Smith, Arkansas; Abb. 104 bis 106, Rock Island; Abb. 85, 86, Cumberland; Abb. 125, 126 Niagarrafalls.

Verteilungsnetz beherrschte Fläche über das zulässige Maß zu verbreitern, gestattet, die doppelte Fläche mit den vier Ab- und Zuflüssen des Filters zu betreiben, also an Rohranschlüssen, Meß- und Regelungsvorrichtungen und deren Bedienung zu sparen.

Die Bedienung besteht darin, daß für das Filtern der Rohwasserzufluß und Filtratabfluß geöffnet werden. Sobald der Filterwiderstandshöhenmesser erkennen läßt, daß die Verschlemmung einen zu großen Teil des Filtergefälles aufgehoben hat, werden diese Leitungen geschlossen. Umgekehrt wird für das Spülen die Druckwaschwasserleitung an das Filtratsammel-, nunmehr Verteilungsnetz, angeschlossen und gleichzeitig ein Schlammablaß-Schieber, Ventil oder Schütz im Mittel- oder Stirnkanal nach dem Schlammableitungskanal geöffnet. Das Spülen dauert nur so lange, bis das Spülwasser klar abfließt. Es wird meist nur wenige Minuten ein- bis zweimal am Tage notwendig.

Die „Spülgeschwindigkeit“ beträgt bis zu 80 cm/Min., so daß man aus nutzbarer Filterfläche und Spülzeit — höchstens 10 Minuten — den Druckwaschwasserverbrauch, die Länge der Überfallkanten und den Querschnitt der Tröge und Leitungen (reichlich) ausrechnen kann. Die beträchtliche Menge würde, wenn man sie aus der Reinwasserleitung entnähme, einen starken Druckabfall verursachen oder, wenn durch Pumpenleitung gefördert, sehr große und nur zeitweise ausgenutzte Pumpen erfordern. Man findet daher häufig einen Hochbehälter als Ausgleich. Eine Ersparnis an Druckwaschwasser und eine Verbesserung des Geschmacks des Wassers ist durch Einpressen von Druckluft zu erreichen. Dieselbe wird entweder in das Sammel- und Verteilungsnetz gepreßt (Abb. 1, 2; 18, 19) oder ein besonderes Netz oberhalb der Tragschicht in das Filter eingebaut. Die Spülung hat nicht nur eine Reinigung (Abscheuern und Spülen) des Filterkörpers, aufgebaut aus einer Tragschicht von 20 bis 30 cm Höhe und 2 bis 40 mm nach oben abnehmender Korngröße und einer Filterschicht von meist 76 cm Höhe und durchschnittlich 0,3 bis 0,4 mm gleichmäßiger Korngröße, zur Folge, sondern auch eine günstige Neuordnung der letzteren, die feinsten Körner nach oben (Abb. 16, 17).

Wie bereits bemerkt, scheint ein Aufenthalt des behandelten Rohwassers von etwa 10 Minuten im reinen oder gewaschenen Filter für die Äußerung der Absorptionswirkung notwendig zu sein. Trotzdem die Filterwirkung sich allmählich steigert, erachtet man diese Zeit aber auch als die äußerste Grenze der „Filtergeschwindigkeit“, und das Bestreben aller amerikanischen Einrichtungen geht dahin, sie gleichmäßig zu erhalten. Das geschieht, indem man das Gesamtfiltergefälle durch Aufstau des Filter- oder Senkung des Filtratspiegels entsprechend der zunehmenden Widerstandshöhe vermehrt oder den Abflußquerschnitt des Filtrats erweitert.

Es genügt nicht, den Rohwasserzufluß auf ein festes Maß zu bringen. Vielmehr muß auch der Abfluß auf dieselbe Menge geregelt werden, damit das Wasser nicht schneller ab- als zuläuft; am einfachsten durch einen Schieber oder, um jeden Mißbrauch auszuschließen, durch eine zwischen die Flanschen der Abflußleitung eingesetzte durchlochte Scheibe (Abb. 20), die bei reinem Filter gerade die gewünschte Filtergeschwindigkeit ohne Veränderung der Filterspiegelhöhe für diesen Zeitpunkt und Zustand ergibt (durch Wassermengenmesser ausprobiert). Das Waschwasser wird zwischen Abflußregelung und Filterboden eingeführt.

Die Regelungsvorrichtungen des Filtratabflusses können unabhängig von den Meßeinrichtungen von Hand bedient oder zur selbsttätigen Regelung miteinander in Verbindung gebracht werden. Die gebräuchlichste Vorrichtung gründet sich auf die Benutzung des Venturimessers, der auch als Zusatzregler Benutzung findet.

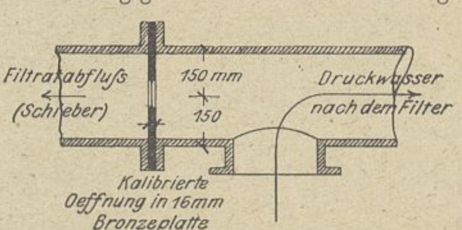


Abb. 20. Fort Smith. Filtrat-Abflußregelung. (E. M. 70/264.)

Die hydraulische Druckhöhe P im Leitungsquerschnitt F bzw. P_1 im Venturiquerschnitt F_1, ist gleich der hydrostatischen Druckhöhe P_s vermindert um die Geschwindigkeitshöhen $\frac{v^2}{2g}$ bzw. $\frac{v_1^2}{2g}$ und die Widerstandshöhe w.

$$P = P_s - \frac{v^2}{2g} - w.$$

$$P_1 = P_s - \frac{v_1^2}{2g} - w.$$

Für die benachbarten in einer Höhe liegenden Querschnitte F und F_1 können P_s und w als gleich angenommen werden. Der Unterschied h der hydraulischen Druckhöhen ist daher $h = P - P_1 = \frac{v_1^2}{2g} - \frac{v^2}{2g}$; v und v_1 verhalten sich umkehrt wie die zugehörigen Querschnitte $v = v_1 \frac{F_1}{F}$; $v^2 = n^2 \; v_1^2$

$$h = \frac{v_1^2}{2g}(1 - n^2) = \frac{v^2}{2g}\left(\frac{1}{n^2} - 1\right).$$

Die Abflußmenge bleibt konstant, solange der Druckhöhenunterschied konstant bleibt. Dieses Verhältnis läßt sich erhalten, wenn man die beiden Drücke auf die beiden Seiten einer kolbenartigen Membrane eines Zylinders überträgt, deren Kolbenstange den Schieber eines Druckzylinders für den Absperrschieber des Leitungsabflusses auf- oder niederschiebt, sobald sich die Durchflußgeschwindigkeit ändert. — Eine ähnliche Vorrichtung kann auch für gasförmige oder flüssige Zusätze zu einer wechselnden Leitungsmenge gebraucht werden, nur, daß dann die Steuerung auf die Öffnungsschieber der Zusatzmengen wirkt.

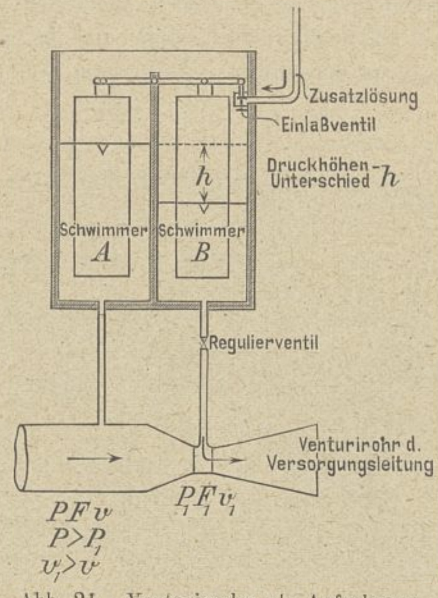
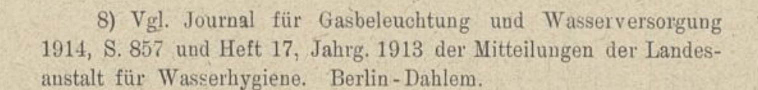


Abb. 21. Venturiregler als Aufgabevorrichtung für Zusatzlösung.

Nach der Abbildung 21 wird die Zusatzlösung zur Ausspiegelung des Druckhöhenunterschiedes h durch ein Schwimmerventil eingestellt. Dieser veränderliche Überdruck entspricht dann genau der Geschwindigkeitshöhe der Rohwasser-

durchflußmenge. Das Zusatzverhältnis wird durch den Prozentgehalt der Lösung und die Weiten der Durchflußöffnung des Reglerventils geregelt.

Eine ganz wesentliche Verbesserung der Rückspülung ist inzwischen der Firma Reisert, Köln-Braunsfeld, gelungen. Statt der Druckwaschwasserzuleitungen und der Speiseleitungen unter der Filtersohle ordnet Reisert unter Benutzung eines Trägerrostes einen Doppelboden und darunter einen Spülwasservorratsraum an. Der obere Boden, welcher die Filterschichten 0,35 m feinen Perlkies von 1,5 bis 2 mm und 0,45 m Filtersand von 0,6 bis 0,8 mm Korngröße trägt, besteht aus gelochten Blechen mit dazwischen gelegter Metallgaze. In den unteren Betonboden sind in gleichmäßigen Abständen über die ganze Grundfläche des Filters beiderseits offene senkrechte Rohre einbetoniert, durch welche einerseits das Filtrat in den Spül- und Reinwasserbehälter R abfließt, anderseits der Spülstrom emporsteigt. Die Rohre tauchen so tief in den Unterwasserspiegel des Spülraumes R, daß selbst bei der größten Absenkung desselben infolge Inanspruchnahme des Spülwasservorrats noch eine genügend hohe Wasserschicht über ihrer Unterkante vorhanden ist. Das Spülwasser wird durch unter der Decke eingelassene Druckluft von 5 Atm. Pressung gleichmäßig durch sämtliche Tauchrohre, die durchlochten Bleche und die Filterschichten gepreßt. Das ganze Filterbett hebt sich und fällt gereinigt durch das allmählich langsamer nachströmende Waschwasser. Es wird bei 6 m/Stunde mittlerer Filtergeschwindigkeit 0,29 vH. der Reinwassermenge, bei 3 m-Stunde sogar nur 0,09 vH. zum Spülen verbraucht. Die Druckluft für eine Filtereinheit von 12,5 · 3 m Grundfläche (Barmen)[8]) liefert ein 26pferdiger Verdichter von einer Leistungsfähigkeit von 200 cbm/Stunde angesaugter Luft,



8) Vgl. Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1914, S. 857 und Heft 17, Jahrg. 1913 der Mitteilungen der Landesanstalt für Wasserhygiene. Berlin-Dahlem.

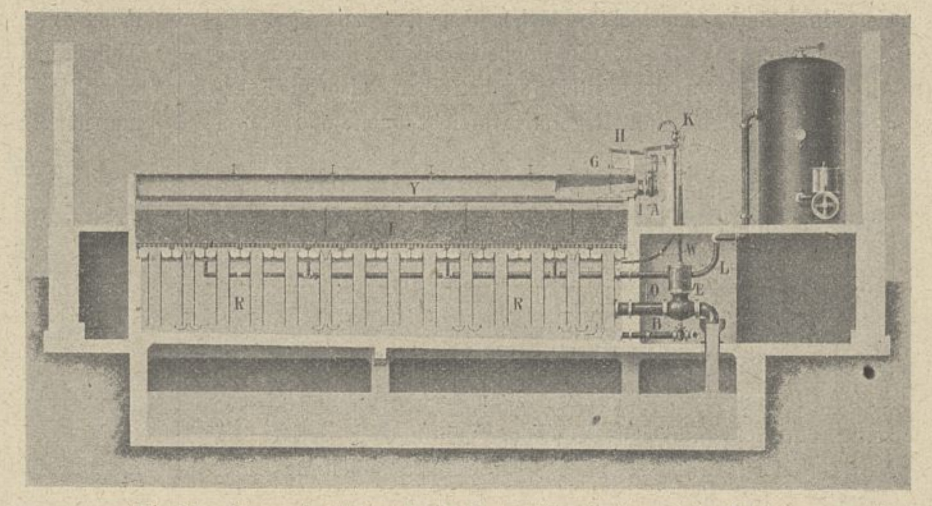


Abb. 22. Längsschnitt durch ein Reisertfilter während des Betriebs.

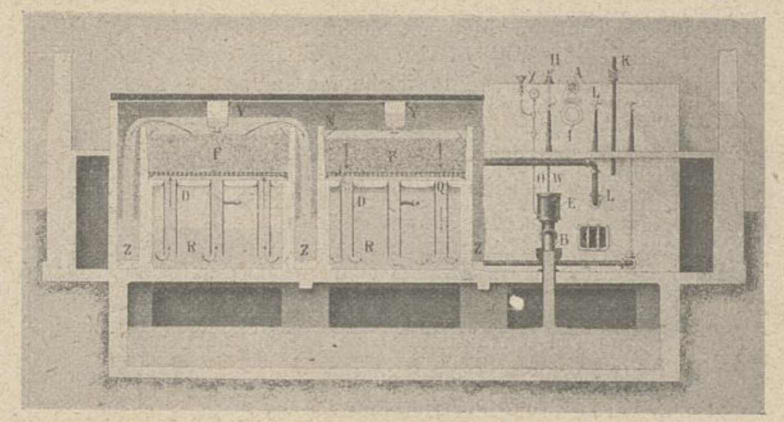


Abb. 23. Querschnitt durch drei Reisertfilter, links: Filtern; mitte: Spülung; rechts: Stirnansicht.

Zu Abb. 21 bis 26.

- A Rohwasserabsperrschieber
- B Reinwasserausfluß
- C Überfallschacht
- D Tauchrohre
- E Reisert-Regler
- F Filterbett
- G Schwimmer
- H Schwimmerhebel für Drosselklappe und Doppelsitzventil
- J Drosselklappe
- K Entlüftungsventil
- L Druckluftleitung
- M, N Verteilungsgerinne
- O Vakuummesserrohr
- P Prellplatte für den Spülstrom
- Q Gelochte Bleche mit zwischengelegtem Bronzedrahtgewebe
- R Spülwasserraum
- S Schlammabfluß
- T Bedienungsgang
- U Sandabweiser
- V Drosselklappengestänge
- W Doppelsitzventilgestänge
- X Vakuummesser
- Y Verteilungsrinne des Rohwassers
- Z Schlammabfluß.

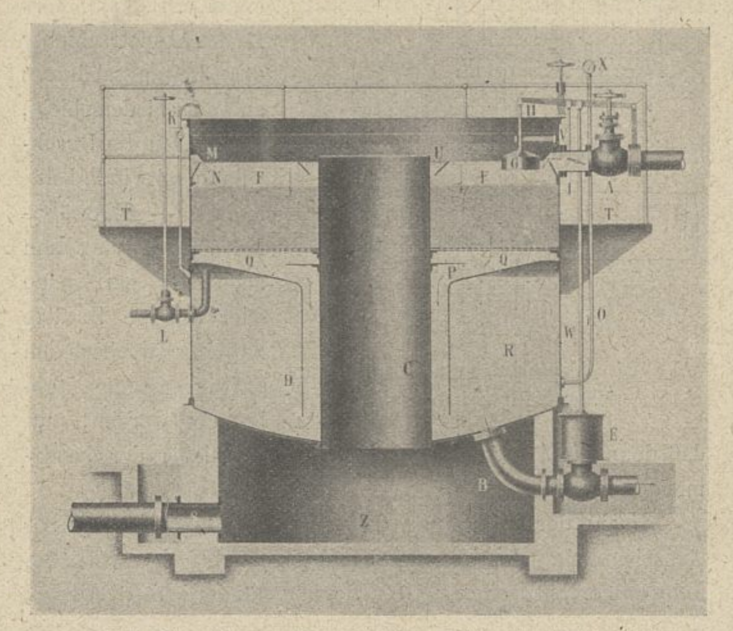


Abb. 24. Barmer Versuchsfilter. Filter im Betrieb.

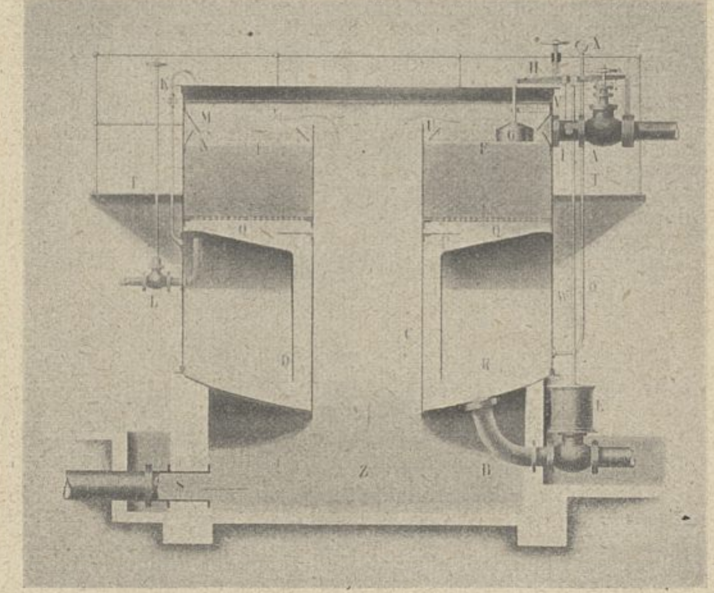


Abb. 25. Barmer Versuchsfilter. Auswaschen des Filters.

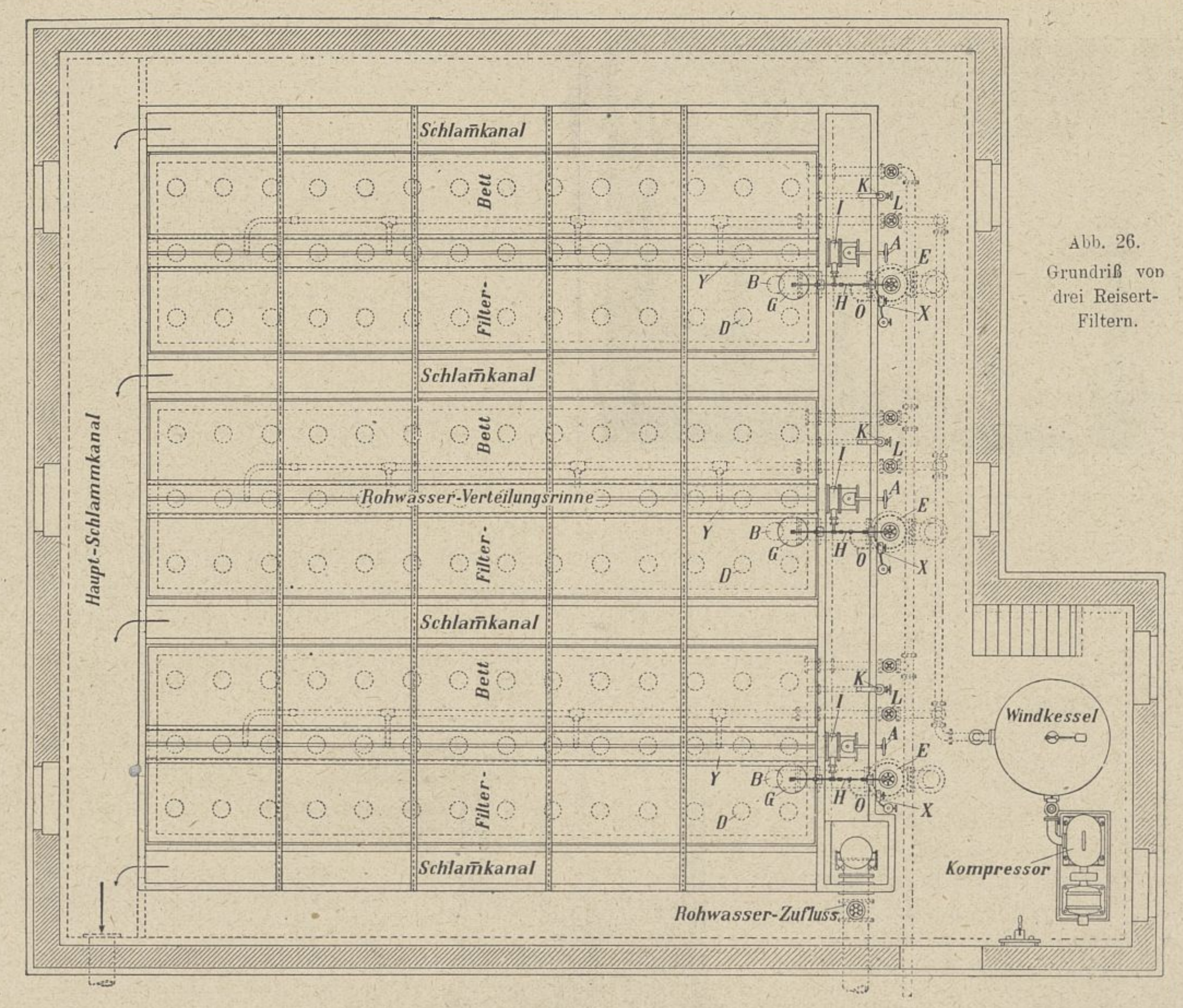


Abb. 26. Grundriß von drei Reisert-Filtern.

die in einem Behälter von 12 cbm auf 5 Atm. verdichtet wird, in 15 Minuten. Da die Rückspülung nur 1 bis $1^1/_2$ Minuten dauert, genügt für 19 Filtereinheiten eine solche Druckluftanlage. Eine zweite ist nur zur Aushilfe da.

Das Einpressen des Spülstroms durch Druckluft hat nicht nur den Vorzug die ganze Filterfläche gleichmäßig zu beschicken. Das Spülwasser steht in bequemster Weise zur Verfügung und braucht erst im Augenblick des Gebrauchs und nicht länger und stärker als eben erforderlich in Bewegung gesetzt zu werden. Vor allem braucht man aber statt der kostspieligen Druckwaschwasserleitungen größeren Durchmessers nur etwa den dreiundzwanzigsten Teil für die entsprechenden Druckluftleitungen und entsprechend billigere, kleinere, rascher und leichter zu bedienende Absperrventile, um die Spülung einzuleiten, zu regeln und zu unterbrechen. Das Spülwasser strömt über die Filterkastenränder in seitliche Kanäle.

Sobald es sich nicht mehr getrübt zeigt, wird die Druckluftzuführung abgesperrt, der Rohrwasserzufluß und der Reinwasserabfluß geöffnet, und die Druckluft aus dem Spülraum R kann durch ein Entlüftungsventil K langsam, um den anfänglich fehlenden Gegendruck des Unterwassers zu ersetzen, abstreichen (Abb. 27 u. 28).

Der Filterbetrieb gestaltet sich folgendermaßen: Das Rohwasser wird durch je einen Stirnkanal den Filtereinheiten zugeführt. Durch einen Stutzen mit Drosselklappe und Schwimmer zur Erhaltung eines unveränderlichen Filterspiegels gelangt es in eine Längsrinne über Filtermitte und

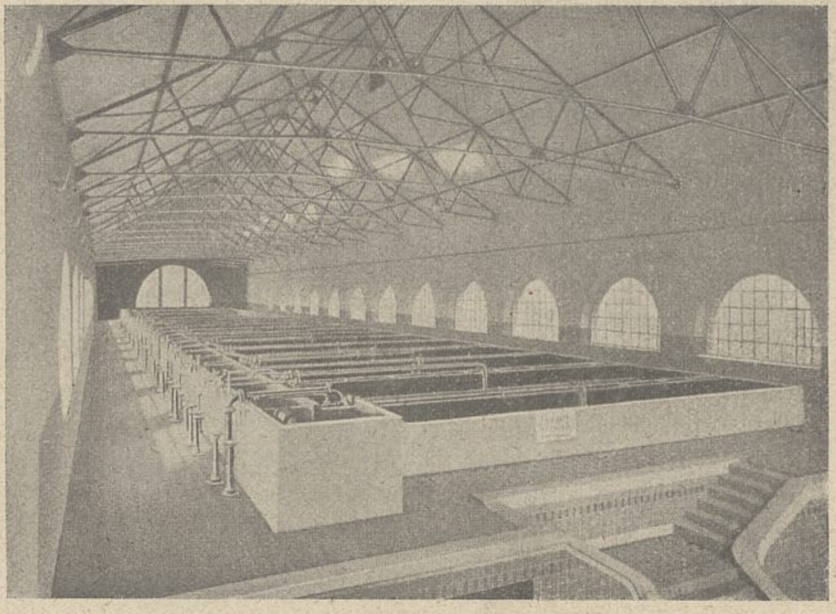


Abb. 27. Barmer Filteranlage. Inneres des Filterhauses.

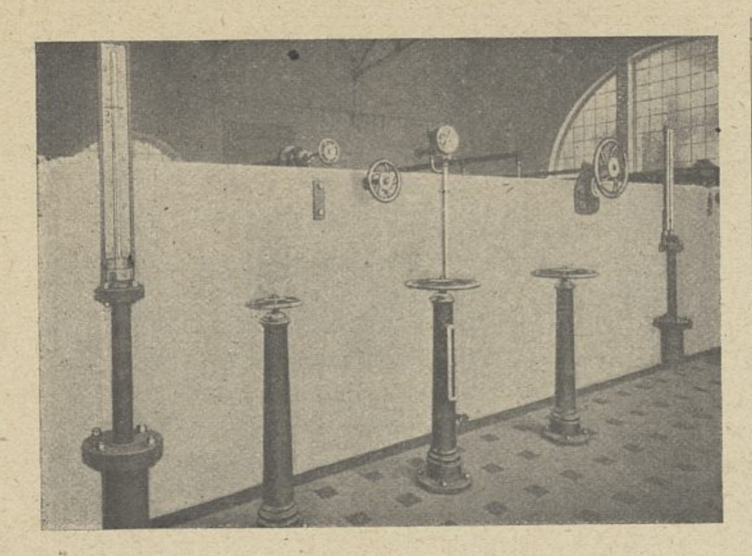


Abb. 28. Barmer Filteranlage. Stirnansicht eines Filters.

durch Bodenöffnungen mit Prellplatten auf das Wasserpolster des Filters. Das Reinwasser fließt durch einen Reisert-Regler (Abb. 29), in ähnlicher Weise wie bei den amerikanischen Filtern auf konstante Menge reguliert, aus dem Spülwasserraum *R* ab. Das sinkende Filtergefälle daselbst und die zunehmende Verschlammung wird durch einen Vakuummesser *X* erkannt. Dann wird im geeigneten Zeitpunkt der Schwimmer und mit ihm gleichzeitig die Drosselklappe und das Doppelsitzventil des Reglers durch eine Schraubenspindel niedergedrückt, also Rohwasserzufluß und Reinwasserabfluß gesperrt. Die Spülung kann beginnen.

Das Verfahren wurde zuerst in Barmen in einem aus Eisenblech hergestellten zylindrischen Gefäß ausprobiert. Den Schmutzwasserüberfall bildete ein zentrischer Zylinder, das Tauchrohr ein ringförmiger Raum, welcher durch Herabführung des unteren Bodens entstand (Abb. 24 u. 25).

Als Rohwasser wurde das Herbringhauser Talsperrenwasser verwandt, um ein Urteil über das beste Reinigungsverfahren für das Wasser der zu erbauenden Kerspesperre zu gewinnen.

Es gelang bei 6 und 10 m/Stunde Filtergeschwindigkeit ohne Chemikalienzusätze die gestellte Forderung zu erfüllen, die absiebbaren Schwebestoffe auf unter 1 ccm im cbm Wasser zu vermindern und zugleich die Keimzahl um 80 bis 85 vH.

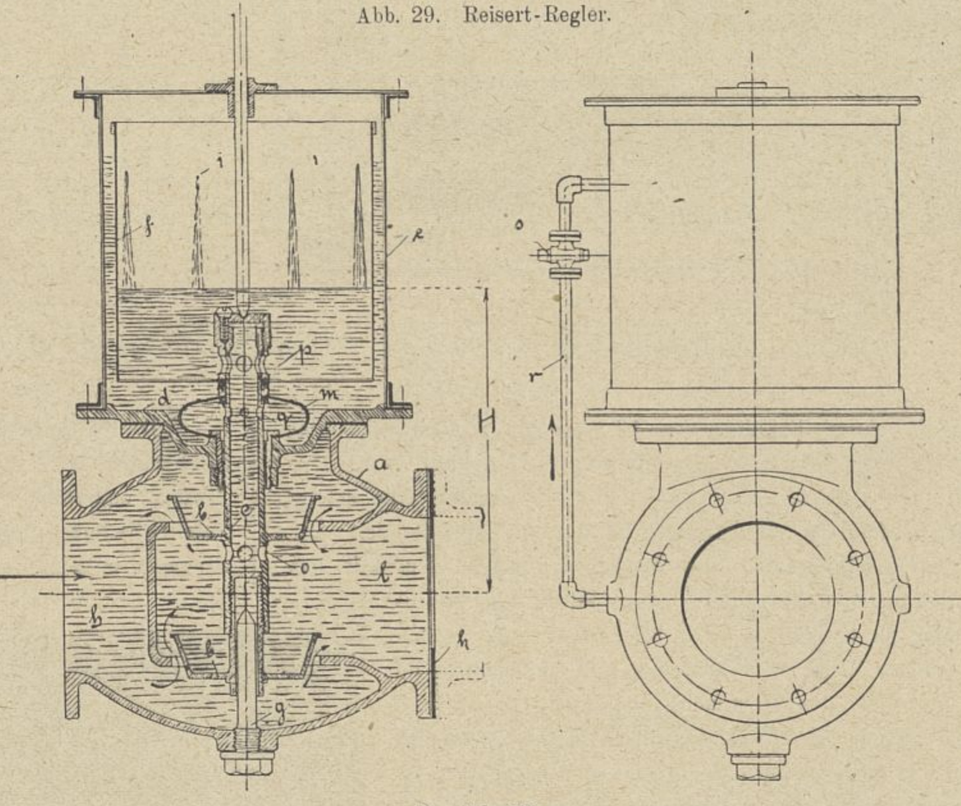
Es ist mir wahrscheinlich, daß das Plankton des See- und Talsperrenwassers in seinem konzentrierten Niederschlag auf der Filteroberfläche eine keimzurückhaltende und keimverzehrende Schmutzdecke bildet, welche als Ersatz der koagulierten Kolloide der Fällmittel angesehen werden kann.

Die Landesanstalt für Wasserhygiene hielt das „Schönungsverfahren“ für ausreichend, um in Verbindung mit den üblichen Schutzmaßregeln im Niederschlaggebiet das Plankton und gröbere Schwebestoffe zurückzuhalten und eine weitere Sicherheit gegen das Eindringen etwa bis zur Entnahmestelle vorgedrungener spezifischer Keime in das Versorgungsnetz zu bieten.

Die Reisert-Filter haben sich bei einer großen Anzahl städtischer und gewerblicher Anlagen bewährt, wovon besonders diejenigen für das Talsperrenwasser von Chemnitz, Klingenberg und Brüx hervorzuheben sind.

Sie können selbstverständlich auch unter Benutzung von Fällmitteln betrieben werden. — In einer noch nicht veröffentlichten Ankündigung ersetzt Reisert die Tauchrohre durch einen Schlitz trichterförmigen Querschnitts unter dem durchlochten Boden. Derselbe erstreckt sich in der Filtermitte, unterbrochen durch Querwände, auf die ganze Filterlänge.

Abb. 29. Reisert-Regler.

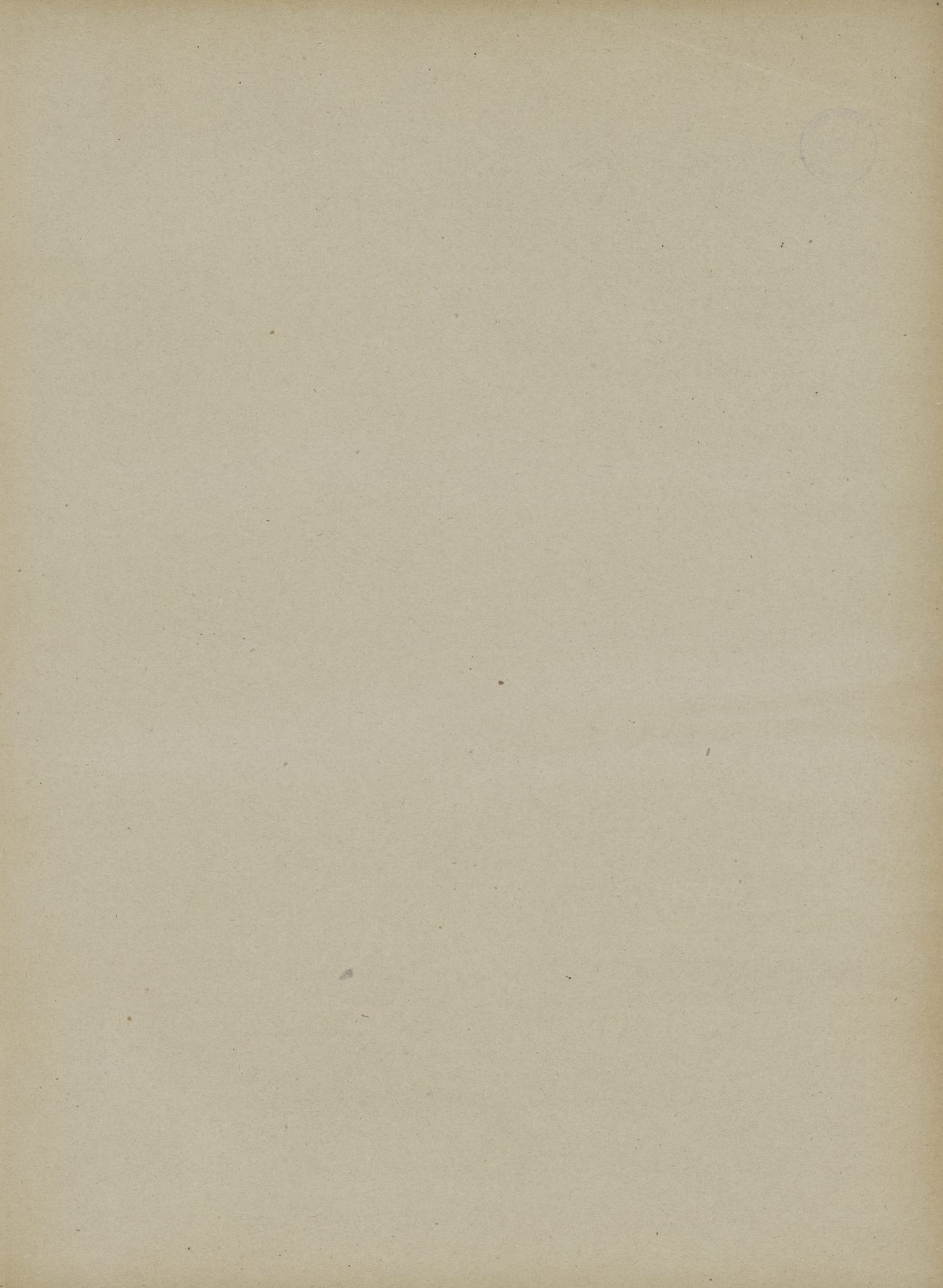


Zu Abb. 29.

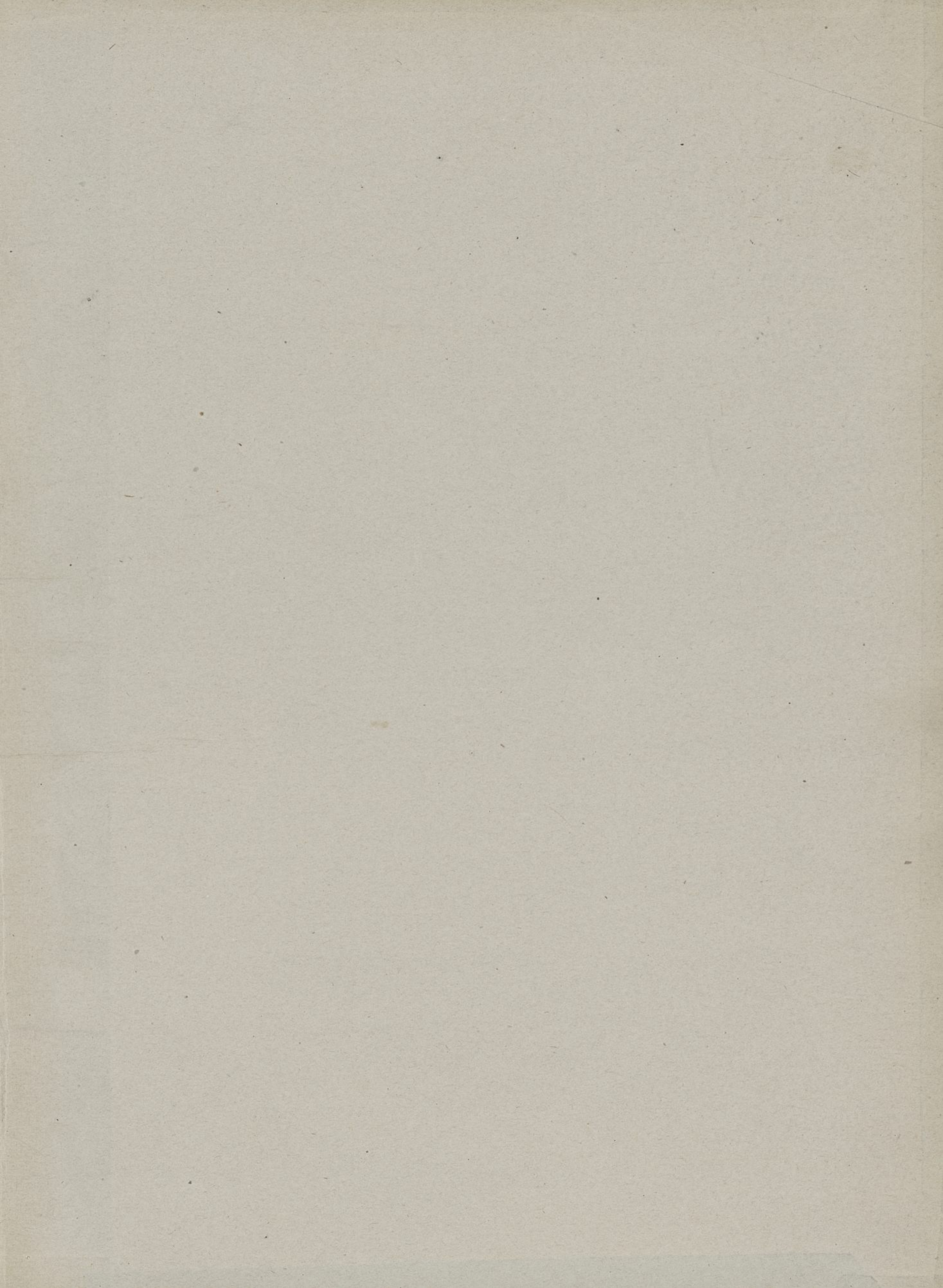
- *a* Ventilgehäuse
- *bb* Doppelsitzventil
- *c* Ventilspindel
- *d* Flanschen des Schwimmerbehälters *e*
- *e* Schwimmerbehälter
- *f* Schwimmergefäß
- *g* Führungsdorn
- *h* Vorraum des Ventilgehäuses *a*
- *i* Öffnungen im Schwimmergefäß *f*
- *k* Kaliberscheibe zur Regelung der Abflußmenge
- *l* Abflußraum des Ventilgehäuses
- *m* Dichtungsmembran
- *o, p, q* Öffnungen der Ventilspindel *c*
- *r* Verbindungsrohr von Raum *R* und Schwimmerbehälter *e*
- *s* Regelungshahn im Rohr *r*
- *H* konstante Abflußhöhe.

Dieser kostspielige Einbau in bewehrten Beton verbessert zwar die Spülstromverteilung, behindert aber die Zugänglichkeit des Spülwasservorratsraumes *R*.

Buchdruckerei des Waisenhauses in Halle a. d. S.




POLITECHNIKA
BIBLIOTEKA
GŁÓWNA
WROCŁAWSKA



Verlag von **WILHELM ERNST & SOHN, BERLIN W66**

Soeben ist erschienen: NOVEMBER 1919.

7. neubearbeitete Auflage

Statik für Baugewerkschulen und Baugewerksmeister

von

Karl Zillich

Königl. Baurat.

Erster Teil: **Graphische Statik.**
7. neubearbeitete Auflage.
Mit 176 Textabbildungen. 1919. **steif geh. 3,40 M.**

Zweiter Teil: **Festigkeitslehre.**
7. neubearbeitete Auflage.
Mit 105 Textabbildungen. 1918. **steif geh. 4,50 M.**

Dritter Teil: **Größere Konstruktionen.**
7. neubearbeitete Auflage.
Mit 185 Textabbildungen. 1919. **steif geh. 4,50 M.**

Hierzu der vom Börsenverein der deutschen Buchhändler festgesetzte Sortimenterteuerungszuschlag.

Die rasche Aufeinanderfolge der Auflagen spricht am deutlichsten für die Brauchbarkeit des Buches.

Die vorliegende siebente Auflage ist zum Teil infolge Anregung aus Baugewerkschulkreisen umgearbeitet und erweitert.

Zillichs Statik befindet sich bereits in **vielen Tausenden** von Exemplaren nicht nur in den Händen der **Architekten** und höheren Techniker, denen es ein willkommenes Wiederholungsmittel ist, sondern bietet namentlich auch den **jüngeren Technikern** und den **Baugewerksmeistern** ein bewährtes **Lern-** und **Hilfsmittel** und den **Baugewerkschulen** ein **gutes Lehrbuch.**

Jeder Maurer- und Zimmermeister muß heutzutage mit statischen Kenntnissen ausgerüstet sein, um vorkommende schwierige Berechnungen ausführen zu können.

Zillichs Statik kommt ihm dabei in allen drei Teilen außerordentlich zustatten; sie ist das ABC der Statik, das nur geringe mathematische Kenntnisse voraussetzt und deshalb einen **wertvollen Schatz** in der Tasche eines jeden bildet, der **bauen** und **berechnen** muß.

Für das Selbststudium besonders empfohlen. 

Gefl. wenden!

Inhalt des ersten Teiles. 7. Auflage.

Kapitel 1. **Zusammensetzen zweier Kräfte und Zerlegen einer Kraft in zwei.** Darstellung der Kräfte beim Zeichnen. Kräfte in einer Linie. Das Parallelogramm der Kräfte. Beispiele und Aufgaben. Zerlegen einer Kraft in zwei Seitenkräfte. Gleichgewicht dreier Kräfte an einem Punkte.

Kapitel 2. **Zusammensetzen mehrerer Kräfte.** Das Kräftedreieck. Das Kräftevieleck. Beliebige Kräfte in einer Ebene. Beispiele. Parallele Kräfte. Mittelkraft zweier gleichgerichteter Kräfte. Seilzug bei nicht parallelen Kräften.

Kapitel 3. **Vom Schwerpunkte.** Schwerlinie und Schwerpunkt. Zusammengesetzte Figuren. Viele Teile. Schwerpunkte von Körpern. Besondere Fälle.

Kapitel 4. **Momente, Stützendruck.** Hebel. Moment mehrerer Kräfte. Bestimmung von Schwerpunkten durch Momente. Bestimmung des Stützendruckes durch Momente. Bestimmung des Stützendruckes durch Zeichnung. Stützendruck bei mehreren Lasten (Zeichnung). Stützendruck bei mehreren Lasten (Rechnung). Schräg gerichtete Kräfte. Kippen und Standsicherheit. Bestimmung von Spannkräften durch Momente. Moment der Mittelkraft.

Inhalt des zweiten Teiles. 7. Auflage.

Tafeln. I. Potenzen, Wurzeln usw. der Zahlen 1 bis 1000 II. Zulässige Beanspruchungen. III. Deutsche Normalprofile für Walzeisen usw. IV. Tragfähigkeit der normalen I-Eisen. V. Tragfähigkeit der Differdinger I-Eisen. VI. Im Hochbau vorkommende Lasten. VII. Tragfähigkeit von Holzbalken. VIII. Tragfähigkeit quadratischer, hölzerner Stützen ■ IX. Tragfähigkeit runder, hölzerner Stützen ● X. Tragfähigkeit quadratischer, hohler, gußeiserner Stützen □ XI. Tragfähigkeit hohler, gußeiserner Säulen ○ XII. Tragfähigkeit der normalen I-Eisen als Stützen. XIII. Tragfähigkeit der Differdinger I-Eisen als Stützen. XIV. Widerstandsmomente rechteckiger Querschnitte. XV. Trägheitsmomente quadratischer Querschnitte ■ XVI. Trägheitsmomente kreisförmiger Querschnitte ● XVII. Trägheitsmomente und Querschnittflächen hohler Quadrate □ XVIII. Trägheitsmomente und Querschnittflächen hohler Säulen ○ XIX. Tragkraft der Niete. XX. Häufig gebrauchte Formeln der Festigkeitslehre. Bezeichnungen.

Festigkeitslehre. Einleitung. Verschiedene Arten der Festigkeit.

Kapitel 1. **Zug- und Druckfestigkeit.** Beispiele. Auflager von Trägern.

Kapitel 2. **Einfache statische Berechnungen.** Gleichmäßig verteilte Last. Kappenträger. Träger unter Mauern. Oeffnungen in Mauern. Andere einfache Belastungsfälle. Das Widerstandsmoment. Träger über einer Durchfahrt. Träger über einer Ladenöffnung. Treppen. Balkons. Erker. Hölzerne Träger. Stützen. Differdinger I-Eisen.

Kapitel 3. **Biegungsfestigkeit.** Elastizität der Baustoffe. Biegung eines Holzbalkens. Beispiele. Gleichmäßig verteilte Last. Verschiedene Lasten. Balken auf zwei Stützen. Zwei gleiche, symmetrische Lasten. Eine beliebige Einzellast. Gleichmäßig verteilte Last. Zweite Ableitung der Biegungsfestigkeit. Biegung eiserner Träger. Beliebige Einzellasten. Ganz beliebige Lasten. Rechnung bei Einzellasten. Rechnung bei beliebigen Lasten. Beispiel, Treppenpodestträger. Durchgehende Träger. Bewegliche Lasten, Durchbiegung.

Kapitel 4. **Knickfestigkeit.** Berechnung der Knickfestigkeit. Stützen aus Kantholz. Stützen aus Rundholz. Gußeiserne Stützen, quadratischer Querschnitt. Rechteckiger Querschnitt. Kreuzförmiger

Querschnitt. I-förmiger Querschnitt. Hohle Säulen. Flußeiserne Stützen. Zusammengesetzte Querschnitte. Knickfestigkeit eingespannter Stäbe.

Kapitel 5. **Scherfestigkeit.** Allgemeines. Niete. Nietverbindungen. Holzverbindungen.

Inhalt des dritten Teiles. 7. Auflage.

Kapitel 1. **Fachwerke, Dächer.** Allgemeines. Das Bestimmen der Spannkräfte. Fachwerke auf zwei Stützen. Der Polonceauträger. Andere Fachwerke. Freitragende Dächer. Versteifung der Binder. Pfetten als durchgehende Gelenkträger. Das Bestimmen der Spannkräfte durch Rechnung. Rechnung bei Fachwerken auf zwei Stützen. Berechnung der Gitterstäbe. Brückenträger.

Kapitel 2. **Zusammengesetzte Festigkeit.** Biegung und Druck. Verstärkter Balken. Biegung und Zug (Hängewerk). Doppelbiegung. Einseitiger Druck. Mittelkraft außerhalb des Kernes. Beispiel, Freistehende Mauer.

Kapitel 3. **Eisenbeton.** Allgemeines. Stützen. Balken auf zwei Stützen. Bestimmung der Spannungen. Vereinfachung der Rechnung. Schubspannungen. Plattenbalken.

Kapitel 4. **Gewölbe.** Unbelastete Gewölbe. Gewölbe mit Ueberschüttung. Ueberschüttung und Belastung. Maximal- und Minimaldrucklinie. Einseitige Belastung. Unsymmetrische Gewölbe. Widerlager. Mittelpfeiler. Gewölbe mit großem Stich. Brückengewölbe. Belastung von Brücken. Brückenwiderlager. Kuppelgewölbe. Ringspannung. Untersuchung einer Kuppel.

Kapitel 5. **Reibung, Wasserdruck, Erddruck.** Reibung. Wasserdruck. Erddruck im allgemeinen. Gleitfläche. Ebene Erdoberfläche. Erddruck bei wagerechter Oberfläche. Statische Untersuchung einer Stützmauer.

Kapitel 6. **Schornsteine.** Grundlagen der Berechnung. Der Schaft. Sockel und Grundmauerwerk.

VERLAG VON **WILHELM ERNST & SOHN, BERLIN W66**
WILHELMSTRASSE 90.

Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen 1916 mit Beispielen.

Von Dr.-Ing. **W. Gehler,** Prof. a. d. Techn. Hochschule, Dresden.

Zweite ergänzte Auflage.

Mit 31 Textabbildungen. 1918. Geheftet 3,60 M.

Hierzu 10% Teuerungszuschlag.

„Beton u. Eisen":

Daß diese kleine Schrift einem Bedürfnis der Fachwelt entsprochen hat, beweist ihr überaus rascher Absatz, der bereits nach Jahresfrist eine zweite Auflage erforderlich machte. Der Text der „Erläuterungen" ist unverändert beibehalten, die Uebersichtlichkeit aber dadurch verbessert, daß der Wortlaut der Bestimmungen in den Text eingeschaltet und so die Brauchbarkeit des Werkchens sehr erhöht wurde. Das Verständnis für die sinngemäße Anwendung der Vorschriften wird durch die „Erläuterungen" wesentlich gefördert und ihre neue Fassung in Fachkreisen sicherlich lebhaften Beifall finden.

„Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens":

Die ungewöhnlich schnelle Folge der zweiten verstärkten Auflage beweist am besten, welche Bedeutung diese gründlichen Kenntnissen und weitgehender eigener Erfahrung entsprossenen Erläuterungen haben. Für weite Kreise erschließen sie erst den Sinn der amtlichen Vorschriften für Ausführungen in bewehrtem Grobmörtel zu leichtem Verständnisse.

Unterzeichneter bestellt hiermit aus dem Verlage von **Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W66**, bei der

Gropius'schen Buch- und Kunsthandlung
BERLIN W66, Wilhelmstraße 90

Postscheckkonto: Berlin 35 574.

.... **KAUFMANN, Tabellen Bd. I.** 3. Aufl. Steif geh. 7,50 M.

ferner: ....

....

....

Betrag ist nachzunehmen — folgt gleichzeitig per Postscheck bezw. Postanweisung.

....

(Gefl. recht deutlich schreiben.)

Bauw. 1400. IV. 19.

Inhalt der dritten Auflage:

Kaufmann, Tabellen für Eisenbetonkonstruktionen, Band I.

Einleitung — Formeln zur Berechnung der Tabellen — Beispiele zum Gebrauch der Tabellen — I. Tabellen für Deckenplatten — Moment $M = \frac{Q \cdot l}{8}$ — Moment $M = \frac{Q \cdot l}{11}$ — Moment $M = \frac{Q \cdot l}{14}$ — II. Tabellen für Plattenbalken — a) Nullinie innerhalb der Deckenplatte — b) Nullinie außerhalb der Deckenplatte — 1. Deckenstärke 8 cm — 2. Deckenstärke 10 cm — 3. Deckenstärke 12 cm — 4. Deckenstärke 14 cm — 5. Deckenstärke 16 cm — 6. Deckenstärke 18 cm — 7. Deckenstärke 20 cm — III. Tabellen zur Berechnung der Druckbewehrung bei Plattenbalken — a) Nullinie innerhalb der Deckenplatte — b) Nullinie außerhalb der Deckenplatte — IV. Tabelle für die Werte $h' = k\sqrt{\frac{M}{b}}$ und $f_e = k'\sqrt{M \cdot b}$ — V. Tabelle zur Bestimmung der Breite b für die Druckplatte von Plattenbalken — VI. Tabellen für Rundeisen.

Auszüge aus der Fachpresse
betr. Kaufmann, Tabellen

„Zentralblatt der Bauverwaltung“:

Das Werk wird für alle im **Eisenbetonbau** tätigen Fachgenossen, besonders für die mit der **Nachprüfung statischer Berechnungen** betrauten Beamten **von Nutzen sein.**

„Zeitschrift des Österr. Ingenieur- u. Architekten-Vereins“:

Wir sind **überzeugt**, daß das Werkchen ein **schätzenswertes** Hilfsbuch für alle Ingenieure und Architekten, die das Gebiet des **Betoneisen-Hochbaues** pflegen, bilden und **sich vielfacher Benutzung erfreuen** wird; es ist **übersichtlich** und **praktisch** eingerichtet und gibt auch eine kurze Ableitung der benutzten Formeln.

Kersten, Der Eisenbetonbau

Im Juni/Juli d. J. erscheint:

Teil I: Ausführung und Berechnung der Grundformen.

11. neubearbeitete Auflage.

Mit vielen Textabbildungen. 1919. Steif geheftet etwa 10 M.

Dezember 1918 ist erschienen:

Teil II: Anwendungen im Hoch- und Tiefbau.

9. unveränderte Auflage.

Mit 573 Textabbildungen. 1918. Steif geheftet 8,20 M.

März 1919 ist erschienen:

Teil III: Rechnungsbeispiele.

Mit 125 Textabbildungen. 1919. Steif geheftet 5,40 M.

Hierzu 10% Teuerungszuschlag.

Der Eiskellerbau. Von J. Schlesinger.

Dritte neubearbeitete Auflage von C. Wilcke, Geh. Baurat.

Mit 163 Textabbildungen. 1918. Steif geheftet 4,80 M.

Hierzu 10% Teuerungszuschlag.

„Sächs. Landwirtschaftl. Presse“:

Der Verfasser bespricht die in die Erde gebauten tiefen Eiskeller, sowie im besonderen und ausführlichsten die aus Zementbeton; ferner die Herstellung von Eismieten, Kühlanlagen usw. Wir können die Anschaffung des Buches nur angelegentlichst empfehlen.

„Ostdeutsche Bauzeitung“:

. . . so ist der behandelte vielseitige Stoff dazu angetan, dem vorliegenden Bändchen die beste Aufnahme in der Praxis zu wünschen.

„Hoch- u. Tiefbau“:

Das Werk enthält eine Fülle von lehrreichen Beispielen solcher Eiskeller von verschiedener Form und Größe und aus verschiedenen Baumaterialien, als Holz, Mauerwerk, Beton und Eisenbeton; letzterer ist bei größeren Anlagen das heute gegebene Baumaterial.

In seinem übersichtlichen Aufbau dient das kleine Werk als trefflicher Ratgeber für industrielle und landwirtschaftliche Werke usw. sowie für Maurer- und Zimmermeister und Bauleute.

